
Schriftenreihe
Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik
Institut für Aufbereitung, Deponietechnik und Geomechanik
Technische Universität Clausthal

Herausgegeben von Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. K.-H. Lux

**Laborative und rechnerische Untersuchungen zu
geomechanisch-geohydraulischen
Wechselwirkungen im Tongestein im Hinblick auf die
Endlagerung radioaktiver Abfälle**

Dissertation

zur Erlangung des Grades eines
Doktor-Ingenieurs

von

Dipl.-Ing. Oliver Czaikowski

genehmigt von der
Fakultät für Energie- und Wirtschaftswissenschaften
der Technischen Universität Clausthal

**Laborative und rechnerische Untersuchungen zu
geomechanisch-geohydraulischen
Wechselwirkungen im Tongestein im Hinblick auf die
Endlagerung radioaktiver Abfälle**

Dissertation
zur Erlangung des Grades eines
Doktor-Ingenieurs

vorgelegt von
Dipl.-Ing. Oliver Czaikowski

genehmigt von der
**Fakultät für Energie- und
Wirtschaftswissenschaften**
der Technischen Universität Clausthal

Tag der mündlichen Prüfung
03. Februar 2011

Vorsitzender der Prüfungskommission:

Univ. Prof. Dr.-Ing. D. Goldmann

Hauptreferent:

Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. K.-H- Lux

Koreferent:

Prof. Dr.-Ing. S. Heusermann

Vorwort und Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik der Technischen Universität Clausthal. Während dieser Tätigkeit war ich u.a. mit der Bearbeitung der BMWi-Forschungsvorhaben *Übertragbarkeit von Stoffmodellansätzen für Steinsalz auf Tongestein* mit dem Förderkennzeichen 02E9632 betraut und habe darüber hinaus an der Gestaltung, Realisierung und anfänglichen Bearbeitung des BMWi-Folgeforschungsvorhabens *Untersuchungen zur Validierung von Modellansätzen für Tongestein anhand von Feldexperimenten am Standort Tournemire (F) im Rahmen DECOVALEX-THMC* mit dem Förderkennzeichen 02E10427 maßgeblich mitgearbeitet. Die Ergebnisse der genannten Forschungsvorhaben bilden die Basis für diese weiterführende Arbeit.

Für die langjährige wissenschaftliche Betreuung bedanke ich mich bei meinem Hauptreferenten Herrn Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Karl-Heinz Lux und für vielfältige fachliche Anregungen bei Herrn Privatdozent AOR Dr.-Ing. habil. Uwe Düsterloh. Mein besonderer Dank gilt auch Herrn Prof. Dr.-Ing. Stefan Heusermann für die freundliche Übernahme des Koreferats und Herrn Univ. Prof. Dr.-Ing. Daniel Goldmann für den Prüfungsvorsitz.

Besonderen Dank schulde ich Herrn Dipl.-Math. Ralf Wolters, der bei der Umsetzung ingenieurtechnischer Sachverhalte im Rahmen von physikalischer Modellierung und numerischer Simulation auch über die gemeinsame Bearbeitung des Forschungsvorhabens 02E9632 hinaus stets seine Fachkenntnisse mit großem Engagement eingebracht hat. Weiterhin möchte ich mich bei Herrn Dipl.-Ing. Rouven Seeska und Herrn Dipl.-Math. Michael Rutenberg dafür bedanken, dass sie sich engagiert in die in dieser Arbeit angesprochenen Sachverhalte im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle in nichtsalinaren Wirtsgesteinsformationen eingearbeitet haben. Für ihre weiteren Forschungsarbeiten auf diesem Gebiet und der Veröffentlichung unserer Erkenntnisse und Thesen auch im internationalen Rahmen wünsche ich ihnen viel Erfolg.

Auch allen weiteren Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern des Lehrstuhls für Deponietechnik und Geomechanik möchte ich für ihre Unterstützung und Aufheiterung während vieler, zum Teil anstrengender und nicht immer erfolversprechender Stunden danken.

Nicht zuletzt bedanke ich mich bei meiner Frau Geraldine, die durch manchen Verzicht, viel Geduld und herzliche Unterstützung in besonderem Maße zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen hat.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung

Abstract

1	Einleitung	1
1.1	Motivation	1
1.2	Zur Übertragbarkeit von Stoffmodellansätzen für Steinsalz auf Tongestein	4
1.2	Fragestellungen und Zielsetzungen dieser Arbeit	11
2	Zum internationalen Kenntnisstand	14
2.1	Erfahrungen mit dem Tragverhalten von Hohlräumen in Tongesteinsformationen	14
2.1.1	Vorbemerkung	14
2.1.2	Erfahrungen in der Schweiz	16
2.1.3	Erfahrungen in Frankreich	25
2.1.4	Erfahrungen in Deutschland	29
2.2	Internationaler Kenntnisstand – Schlussfolgerungen und Erkenntnisse für weiterführende Arbeiten	34
3	Identifizierung und laborative Ermittlung von Kennwerten zu grundsätzlichen gebirgsmechanischen Materialeigenschaften von Tongesteinsformationen	36
3.1	Vorbemerkungen zu gebirgsmechanisch relevanten Materialeigenschaften	36
3.2	Grundlegende Aspekte zum Deformations-/Bruchverhalten von Tongestein	39
3.3	Prinzipielle Hinweise zur Versuchstechnik	40
3.3.1	Vorbemerkung	40
3.3.2	Prüfkörperherstellung und weitere Arbeiten vor Versuchsdurchführung	41
3.3.3	Versuchsaufbau und Versuchstechnik zur Ermittlung des Festigkeitsverhaltens und des zeitunabhängigen Deformationsverhaltens	44
3.3.4	Versuchsaufbau und Versuchstechnik zur Ermittlung des zeitabhängigen Materialverhaltens	48
3.3.5	Versuchsaufbau und Versuchstechnik zur Berücksichtigung eines Porenwasserdrucks	52
3.4	Zeitunabhängiges Deformationsverhalten, Bruch- und Restfestigkeit	55
3.4.1	Zum internationalen Kenntnisstand	55
3.4.2	Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse	56
3.5	Dilatanzfestigkeit und dilatante Deformationen	61
3.5.1	Zum internationalen Kenntnisstand	61
3.5.2	Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse	62

3.6	Abhängigkeit der Materialeigenschaften von den Schicht- / Schieferungsflächen	67
3.6.1	Zum internationalen Kenntnisstand	67
3.6.2	Rahmenscherversuche - Versuchsdurchführung und Diskussion der Ergebnisse	72
3.7	Abhängigkeit der zeitunabhängigen Materialeigenschaften vom Wassergehalt	78
3.7.1	Zum internationalen Kenntnisstand	78
3.7.2	Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse	82
3.8	Zeitabhängiges Deformationsverhalten	84
3.8.1	Zum internationalen Kenntnisstand	84
3.8.2	Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse	86
3.9	Abhängigkeit der zeitabhängigen Deformationseigenschaften vom Sättigungsgrad	104
3.9.1	Zum internationalen Kenntnisstand	104
3.9.2	Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse	105
3.10	Abhängigkeit der Materialeigenschaften vom Porenwasserdruck	107
3.10.1	Zum internationalen Kenntnisstand	107
3.10.2	Prinzipielle Hinweise zur Zwischenlagerung von Bohrkernmaterial bei isotropen (In-situ-) Spannungsbedingungen	108
3.10.3	Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse zum zeitunabhängigen Festigkeitsverhalten im Hinblick auf den Einfluss der Druckbehälterzwischenlagerung	114
3.10.4	Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse zum zeitunabhängigen Festigkeitsverhalten bei vorgegebenem Porenwasserdruck	120
3.10.5	Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse zum zeitabhängigen Deformationsverhalten bei vorgegebenem Porenwasserdruck	123
3.11	Durchgeführte laborative Untersuchungen und Diskussion der Ergebnisse	128
4	Physikalische Modellierung des Deformationsverhaltens mit Stoffmodellen und Materialkennwerten	130
4.1	Ausgewählte grundlegende Aspekte	130
4.2	Ausgewählte Stoffmodelle aus der internationalen Literatur	133
4.3	Klassischer Ansatz im Rahmen der Kontinuumsmechanik	137
4.4	Linear-elastisches Stoffmodell nach Hooke	139
4.5	Elasto-plastisches Stoffmodell und Bruch- / Fließkriterium nach Mohr-Coulomb	139
4.5.1	Elasto-plastisches Stoffmodell	139
4.5.2	Elasto-plastisches Stoffmodell mit Berücksichtigung der Restfestigkeit bzw. des Nachbruchverhaltens von Tongestein	142
4.5.3	Elasto-plastisches Stoffmodell mit Berücksichtigung einer reduzierten Festigkeit auf den Schichtflächen	143
4.6	Visko-plastisches Stoffmodell	144

4.7	Stoffmodell Hou/Lux-T (Kriech- und Schädigungsmodell) – Erweitertes Stoffmodell LUBBY2 mit Elementen der Schädigungsmechanik	145
4.7.1	Stoffmodellformulierung	145
4.7.2	Modifizierter Ansatz für das Stoffmodell <i>Hou/Lux-T</i> mit Berücksichtigung von Schichtungseinflüssen und Restfestigkeit	148
4.7.3	Modifizierter Ansatz für das Stoffmodell <i>Hou/Lux-T</i> mit Berücksichtigung von inelastischen Anfangsdeformationen	151
4.7.4	Modifizierter Ansatz für das Stoffmodell <i>Hou/Lux-T</i> mit Berücksichtigung von geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen	151
4.7.5	Modifizierter Ansatz für das Stoffmodell <i>Hou/Lux-T</i> mit Berücksichtigung der Anisotropie des primären Spannungszustandes	152
5	Grundsätzliche rechnerische Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen	155
5.1	Vorbemerkung zum Ansatz einer hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung ohne Berücksichtigung von 2-Phasen-Fluss	155
5.2	Physikalische Modellierung	157
5.2.1	Vorbemerkung	157
5.2.2	Hydro-mechanisch gekoppeltes Materialverhalten entsprechend der Implementierung mit <i>Flac3D</i>	157
5.3	Numerische Simulation zu geohydraulisch-geomechanischen Wechselwirkungen am Beispiel einer horizontal liegenden Querschnittsabdichtung	162
5.3.1	Modellbeschreibung	162
5.3.2	Ermittlung der hydraulischen und mechanischen Randbedingungen	163
5.3.3	Zahlenbeispiel	166
5.3.3.1	Vorgehen	166
5.3.3.2	Fall 1: Spannungs- und Verformungszustände bei einem impermeablen Dammbauwerk – Ermittlung allein der mechanischen Zustandsgrößen	167
5.3.3.3	Fall 2: Spannungs- und Verformungszustände bei einem permeablen Dammbauwerk – getrennte Ermittlung der mechanischen und hydraulischen Zustandsgrößen	170
5.3.3.4	Fall 3: Spannungs- und Verformungszustände bei einem permeablen Dammbauwerk – hydro-mechanisch gekoppelte Ermittlung der mechanischen und hydraulischen Zustandsgrößen	175
5.4	Numerische Simulation zu geohydraulisch-geomechanischen Wechselwirkungen am Beispiel eines kreisförmigen Streckenquerschnitts im Teufenbereich potentieller Endlagerstandorte unter Berücksichtigung vortriebsbedingter mechanischer und hydraulischer Beanspruchung	177
5.4.1	Modellbeschreibung	177
5.4.2	Materialparameter und Parametervariation	179
5.4.3	Berechnungsannahmen, Vorstellung und Diskussion der Ergebnisse	181
5.4.3.1	Berechnungsansatz 1: Berücksichtigung vortriebsbedingter mechanischer und hydraulischer Belastungen auf das Streckentragverhalten	181

5.4.3.2	Berechnungsansatz 2: Berücksichtigung einer abgeminderten Gebirgspерmeabilität	205
5.5	Ergänzende numerische Untersuchungen zur hydro-mechanischen Kopplung mit CODE_BRIGHT	210
5.5.1	Vorbemerkung zur physikalischen Modellierung mit <i>CODE_BRIGHT</i>	210
5.5.2	Numerische Simulation von Laborversuchen an Opalinuston (back analysis)	211
5.6	Durchgeführte Untersuchungen und Diskussion der Ergebnisse im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle in sedimentären Wirtsgesteinsformationen	217
6	Ermittlung von charakteristischen Stoffmodellparametern zur Beschreibung des geomechanisch-geohydraulischen Materialverhaltens von Tongesteinsformationen	221
6.1	Ermittlung von Stoffmodellparametern auf der Grundlage international verfügbarer Literatur	221
6.2	Ermittlung von Stoffmodellparametern auf der Grundlage durchgeführter eigener laborativer Untersuchungen - Eingabedatensatz Mont Terri	225
7	Verifikation und Validierung	228
7.1	Vorbemerkung	228
7.2	Verifikation	229
7.3	Validierungsstufe 1: Simulation von triaxialen Kompressionsversuchen	231
7.4	Validierungsstufe 2: Simulation von triaxialen Kriechversuchen	233
7.4.1	Simulation eines einstufigen triaxialen Kriechversuches	233
7.4.2	Simulation von mehrstufigen triaxialen Kriechversuchen	235
7.4.3	Simulation eines dreistufigen triaxialen Kriechversuches mit Schädigung / Kriechbruch	237
7.5	Validierungsstufe 3: Exemplarische Anwendung des Stoffmodells Hou/Lux-T auf Strecken im Tonsteingebirge im Vergleich zu einer elastisch-plastischen Modellierung	238
8	Prognosemodelle zur Analyse des Tragverhaltens von Strecken im Tongestein	246
8.1	Grundsätzliche Vorgehensweise und Anforderungen an Prognosemodelle	246
8.2	Zweidimensionales Modell (ebenes scheibenartiges Tragsystem) für eine Variationsanalyse	250
8.3	Dreidimensionales Modell (räumliches Tragsystem) für eine Variationsanalyse	252

9	Anwendung des weiterentwickelten Simulationsinstrumentariums auf ausgewählte Strecken im Tongestein	255
9.1	Vorbemerkung	255
9.2	Untersuchungen mit Anwendung des Stoffmodells Hou/Lux-T zur Analyse des Tragwerkverhaltens von Strecken im Tongestein am Standort Mont Terri	256
9.3	Weiterführende grundsätzliche Untersuchungen zur Validierung des Stoffmodells Hou/Lux-T mit Berücksichtigung von geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen	262
9.3.1	Vorbemerkung Modellbeschreibung und durchgeführte Modifikationen	262
9.3.2	Berechnungsannahmen, Vorstellung und Diskussion der Ergebnisse	264
9.3.3	Schlussfolgerungen und Empfehlungen für eine weiterführende Anwendung des Simulationsinstrumentariums auf ausgewählte Strecken im Tongestein	274
10	Wesentliche Ergebnisse und Empfehlungen für das weitere Vorgehen	278
10.1	Durchgeführte Untersuchungen und wesentliche Ergebnisse	278
10.2	Ausblick und Empfehlungen für das weitere Vorgehen	291
11	Literaturverzeichnis	294

Kurzfassung

Überlegungen innerhalb der Bundesregierung, neben Salzgestein auch Tongestein als mögliches Endlager-, Wirts- und Barrierengestein in Betracht zu ziehen und vergleichende Untersuchungen zu sicherheitlichen Vor- und Nachteilen zumindest auf generischer Ebene vorzunehmen, erfordern eine intensive wissenschaftliche Auseinandersetzung mit den endlagerrelevanten Eigenschaften der Tongesteine und ihrer Reaktion auf den technologischen Eingriff mit Auffahrungen, Abfallablagerung und Stilllegungsmaßnahmen. Dabei zeigt sich nicht unerwartet angesichts der internationalen Erfahrungen, dass im Rahmen der Sicherheitsnachweise die Kopplung thermischer, hydraulischer, mechanischer und chemischer Prozesse (THMC-Kopplung) zumindest bei Tongesteinen eine eher größere Bedeutung haben wird als bei Salinargesteinen. Gefügeelemente, Sättigungsgrad und Porenwasserdruck können in Tonsteinformationen nachhaltig Einfluß nehmen auf das Tragverhalten des Gebirges unter den Einwirkungen aus der Auffahrung der Grubenräume und aus der Ablagerung der Abfälle sowie aus den Stilllegungsmaßnahmen, insbesondere dann, wenn aus Gründen der Langzeitsicherheit über eine Kontursicherung hinaus im Grundsatz kein mittragender Ausbau angeordnet werden soll.

Hierzu werden im Rahmen der vorliegenden Arbeit aktuelle Forschungsergebnisse vorgestellt, die auf der Grundlage von laborativen und numerischen Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen im Tonsteingebirge im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle in nichtsalinaren Wirtsgesteinsformationen erarbeitet worden sind (HM-Kopplung). Entsprechend werden neben den laborativen Arbeiten mit einer dem sensitiven Material Tongestein angepassten Zwischenlagerung des für gesteinsmechanische Untersuchungen vorgesehenen Bohrkernmaterials auch weiterführende Arbeiten zur Validation des eingesetzten Prognoseinstrumentariums angesprochen (physikalische Modellierung, numerische Simulation). Vor diesem Hintergrund soll diese Arbeit mithelfen, einige der heute noch bestehenden Lücken in den wissenschaftlichen Grundlagen zu schließen und damit die Standortfindung und Standortauswahl bei unterschiedlichen Wirts-/ Barrierengesteinen auf vergleichbarer Erkenntnisgrundlage zu ermöglichen und so die Grundlagen für die Sicherheitsbewertung eines potentiellen Endlagers im Tongestein zu verbessern.

Stichwörter: Endlagerung, radioaktive Abfälle, Tongestein, alternative Wirts-/ Barrierengesteine, HM-Kopplung, geomechanisch-geohydraulische Wechselwirkungen, physikalische Modellierung, numerische Simulation, *Hou/Lux-T*, Stoffmodellvalidierung, viskoses Materialverhalten, Simulationsinstrumentarium.

Abstract

Considerations of the German government to consider claystone as a potential geologic repository, host and barrier rock, in addition to rock salt, and to undertake comparative investigations on the associated safety pros and cons, at a generic level at least, require an intense scientific examination of the properties of claystone rock mass relevant to geologic repositories as well as their reaction to technical and engineering related disturbances involving tunnelling, waste storage and abandonment measures. The international experience gained in this field indicates that the coupling of thermal, hydraulic, mechanical and chemical processes (THMC-coupling) in claystone rock mass at least, will be much more significant than in salt rock mass. The fabric components, the saturation level and the pore water pressure in claystone formations determine the short-term deformation behaviour and the long-term load bearing behaviour of the rock mass affected by the impact of excavation activity and waste storage as well as abandonment measure related aspects.

Recent research findings on this aspect, determined on the basis of laboratory investigations of the geomechanical-geohydraulic interactions in claystone rock of relevance to the geologic disposal of radioactive waste in non-salt host formations, will be presented (HM-coupling). In addition to the laboratory work on cores required for rock mechanical investigations, using a special interim storage method adapted to the sensitive nature of claystone specimens, the discussion also touches on the work which needs to be done on validating the forecasting tools which are applied (physical modelling, numerical simulation).

Keywords: geologic repository, claystone, host and barrier rock formation, HM-coupling, geomechanical-geohydraulic interactions, physical modelling, numerical simulation, *How/Lux-T*, validating the forecasting tools.

1 Einleitung

1.1 Motivation

Für die Bundesrepublik Deutschland ist aufgrund der politischen Debatte möglicherweise zukünftig die Endlagerung radioaktiver Abfälle auch in anderen Formationen als in Steinsalzlagern zu untersuchen. Aus diesem Grund hat der *BMU* im Februar 1999 den Arbeitskreis Auswahlverfahren Endlagerstandorte (*AkEnd*) eingerichtet. Der Arbeitskreis hatte die Aufgabe, ein nachvollziehbares Verfahren für die Auswahl von Standorten zur Endlagerung aller Arten radioaktiver Abfälle in Deutschland zu entwickeln. Das vom Arbeitskreis zu entwickelnde Auswahlverfahren beinhaltet als ein wesentliches Element die Aufstellung von Auswahlkriterien, die dem internationalen Stand von Wissenschaft und Technik genügen und, bezogen auf die Gesamtfläche Deutschlands, die Auffindung und Auswahl und damit auch den Vergleich geeigneter Standorte zulassen müssen. Voraussetzung für die Anwendung der Kriterien sind insbesondere auch Kenntnisse über die mechanischen und hydraulischen Eigenschaften der Wirtsgesteinsformationen.

International werden u.a. Tongesteinsformationen hinsichtlich ihrer Eignung als Wirts- und Barrierengestein erkundet. Nach einer Untersuchung der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe / BGR sind in Deutschland neben Salzlagerstätten auch Tongesteinslagerstätten in Teufen und in einer räumlichen Ausdehnung vorhanden, die eine Endlagerung hochradioaktiver Abfälle in diesem Gebirgstyp grundsätzlich möglich erscheinen lassen.

Die sicherheitstechnische Auslegung von zunächst generischen Endlagern im Tongestein erfordert in einem ersten Schritt die Entwicklung von repräsentativen geologisch-geohydraulischen Geosystemen. Entsprechend den in Deutschland vorliegenden geotektonischen Verhältnissen in grundsätzlich als geeignet erscheinenden Standortregionen werden von *DBE (2007)* bezüglich des Wirtsgesteins Tonsteingebirge zwei signifikant unterschiedliche Geosystemtypen identifiziert, die auch die Mindestanforderungen des *AkEnd* erfüllen. *Bild 1.1* zeigt hierzu die von *DBE (2007)* erarbeiteten Referenz-Endlagerformationen Nord 1 und Süd 1, die einem Vergleich potentieller Endlagerstandorte zugrunde gelegt werden können. Diese Referenz-Endlagerformationen werden auch in dieser Arbeit den rechnerischen Analysen zur Erarbeitung grundlegender Befunde zum hydro-mechanisch geprägten Tragverhalten von Tongesteinsformationen im Zusammenhang mit der Auffahrung von Hohlräumen (Infrastrukturgrubenbaue, Ablagerungskammern) herangezogenen. Angesichts der Tatsache, dass in Deutschland das Wirtsgestein Steinsalz in den vergangenen Jahren und Jahrzehnten im Hinblick auf die Möglich-

keiten zur Endlagerung radioaktiver Abfälle sehr viel intensiver untersucht worden ist als dazu alternative Wirtsgesteine, sind für gleichermaßen qualifizierte Aussagen zur Eignung / Nichteignung auch nichtsalinarer Gebirgsformationen in einem erheblichen Umfang auch grundlegende Untersuchungen noch erforderlich.

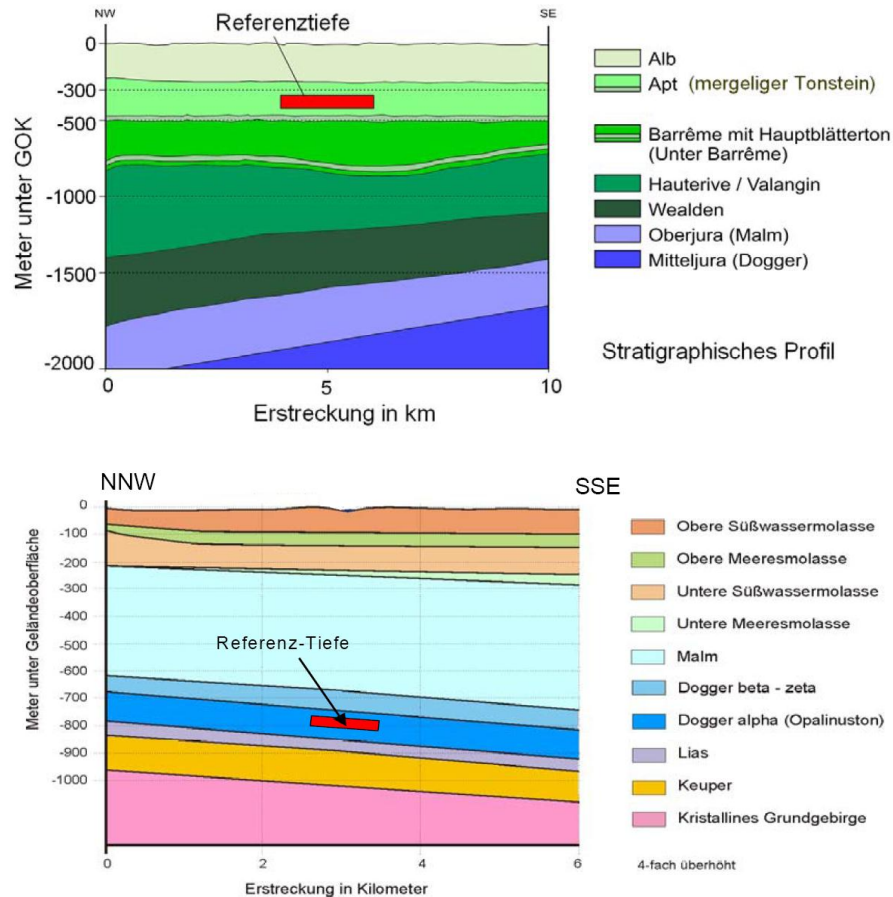


Bild 1.1: Referenz-Endlagerformationen Nord 1 (mergeliger Tonstein) und Süd 1 (Opalinuston) nach DBE (2007)

Die Bearbeitungsschwerpunkte dieser Arbeit mit

- laborativer Ermittlung der für das Stoffmodell *Hou/Lux-T* erforderlichen Kennwerte für Tongestein,
- Erarbeitung und Implementierung der erforderlichen Modifikationen / Erweiterungen für die Anwendung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* auf Tragsysteme in Tongesteinen,
- Validierung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* durch Überprüfung / Nachrechnung ausgewählter Laborversuche mit Tongesteinen und schließlich
- Durchführung grundsätzlicher rechnerischer Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen als Grundlage für eine zukünftig durchzuführende ton-

steinbezogene Erweiterung des am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik entwickelten *HM*-Kopplungskonzeptes als erste Stufe eines *THM*-Kopplungskonzeptes

bilden für das Wirtsgestein Tongestein einen Baustein in dem Verfahren zur Auffindung und Auswahl geeigneter Endlagerstandorte wie auch eine Grundlage für die Erarbeitung eines Planungsinstrumentariums zur Ermittlung der bautechnischen Machbarkeit sowie zur Analyse und Prognose des Gebirgsverhaltens in seiner Reaktion auf den technischen Eingriff im Hinblick auf den hinreichenden Erhalt der Barrierenintegrität unter Endlagereinwirkung und damit zum Beleg der Langzeitsicherheit.

Der Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik verfügt über ein im Rahmen von Forschungsarbeiten zur Endlagerung radioaktiver Abfälle im Salzgestein weiterentwickeltes Stoffmodell, mit dem sowohl das Tragverhalten untertägiger Grubenbaue und Abdichtungsbauwerke unter Berücksichtigung von Schädigung und Schädigungsrückbildung (Verheilung) simuliert wie auch gekoppelte mechanisch-hydraulische Wechselwirkungen in diesem Geosystemtyp rechnerisch abgebildet werden können, *Lux (2010)*. Neben der Übernahme und Prüfung der Einsetzbarkeit bereits international für Tongesteine erarbeiteter Stoffmodellansätze wird im Rahmen dieser Arbeit vertiefend untersucht, inwieweit das am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik verwendete Stoffmodell *Hou/Lux-T* für die Untersuchungen zum Tragverhalten und zum Barrierenverhalten von Tongesteinen mit entsprechender Modifikation eingesetzt werden kann.

Auf den ersten Blick mag dieser Ansatz überraschend sein, sind Salzgesteine und Tongesteine in ihrem Mineralbestand und in ihrem Gefügebau doch grundsätzlich unterschiedlich, insbesondere auch hinsichtlich der geohydraulischen Eigenschaften. Bei Beschränkung allerdings auf makromechanisch-phänomenologisch basierte Ansätze zur physikalischen Modellierung erscheint diese auf die Korngefügebildung bezogene Diskrepanz nicht mehr so bedeutsam, da nunmehr von einem strukturlosen Ersatzmaterial ausgegangen wird und das Materialverhalten in seiner Reaktion auf die äußeren Einwirkungen integral ohne die Einbeziehung mikrostrukturell basierter Mechanismen ermittelt und beschrieben werden kann.

Vor diesem Hintergrund soll diese Arbeit mithelfen, einige der heute noch bestehenden Lücken in den wissenschaftlichen Grundlagen zu schließen, damit die Grundlagen für die Sicherheitsbewertung eines potentiellen Endlagers im Tongestein zu verbessern und somit die Standortfindung und Standortauswahl bei unterschiedlichen Wirts-/ Barrieregesteinen auf vergleichbarer Erkenntnisgrundlage zu ermöglichen.

1.2 Zur Übertragbarkeit von Stoffmodellansätzen für Steinsalz auf Tongestein

Zur Endlagerung radioaktiver Abfälle im Geosystem Salinargebirge liegen aus langjährigen Forschungs- und Entwicklungsarbeiten weitgehende Kenntnisse zu den Materialeigenschaften der Salzgesteine, insbesondere Steinsalz und zum Tragwerksverhalten sowie zur geotechnischen Nachweisführung vor, z.B. *Düsterloh & Lux (2003)*, *Hunsche & Cristescu (1997)*, *Krone (2005)*, *Lux (2002a,b)*, *Schulze & Hunsche (2005)*, *Tsang (2005)*, *Wallner (2005)*, *Zhang et al. (2002)*. Um daher unter den Aspekten von Analyse und Nachweis der Betriebs- und Langzeitsicherheit im Rahmen von sowohl Standortvergleichen wie auch standortbezogenen Sicherheitsanalysen zu der langjährig erforschten Endlagerung im Wirts- und Barrierengestein Steinsalz gleichermaßen qualifizierte Vergleichsuntersuchungen auch in nichtsalinaren Wirtsgesteinsformationen durchführen zu können, müssen als Grundlagen u.a. das mechanische und das hydraulische Verhalten von Tongestein sowie die daraus resultierenden hydro-mechanischen Wechselwirkungen grundlegend erforscht werden. Dabei ist darauf hinzuweisen, dass gerade bei Tongesteinen aufgrund der im Vergleich zu Salz- bzw. Kristallingesteinen relativ großen Porenwassergehalte in der Gesteinsmatrix die (thermo-) hydro-mechanischen Wechselwirkungen grundsätzlich eine sehr viel größere Bedeutung haben als bei Kristallingesteinen oder bei Salzgesteinen. Darüber hinaus muss auch ein Instrumentarium erarbeitet werden, mit dessen Hilfe

- das Tongesteingebirge sowohl als Tragelement wie auch als geologische Barriere sowie
- die Damm- und Verschlussbauwerke als geotechnische Barrieren (Verbundkonstruktionen von umgebendem Gebirge und bautechnischen Abdichtungs- bzw. Tragelementen)

hinsichtlich ihres Tragverhaltens und ihrer Funktionstüchtigkeit hinreichend zuverlässig analysiert und prognostiziert werden können.

Bild 1.2 zeigt schematisch unabhängig von dem Typus des jeweiligen Geosystems wie z.B. Salinargebirge oder Tonsteingebirge ein Konzept für die methodische Vorgehensweise bei der Nachweisführung zum prognostischen Beleg der Sicherheit von Endlagersystemen. Danach wird im Hinblick auf die Simulation und Prognose der Endlagersystementwicklung je nach Eintrittswahrscheinlichkeit der geosystem- oder standortbezogenen als Grundlage für die Sicherheitsnachweise zu identifizierenden und anzusetzenden Zustände, Ereignisse und Prozesse (*FEP's*) eine Einteilung vorgenommen in planmäßige oder außerplanmäßige Entwicklungsmöglichkeiten des Endlagersystems. Die planmäßige Entwicklung des Endlagersystems ist bei dieser Klassifizierung verbunden mit den *FEP's*, denen eine hohe Eintrittswahrscheinlichkeit zugeordnet wird (wahrscheinliche Entwicklungen), während die *FEP's* mit nur geringer Eintrittswahrscheinlichkeit in außerplanmäßigen Endlagersystementwicklungen subsumiert werden (wenig wahrschein-

liche, aber nicht ausschließbare Entwicklungen). Zustände, Ereignisse und Prozesse sind damit im Vorfeld numerischer Simulationen zu identifizieren und zu verstehen, in der Wahrscheinlichkeit ihres Eintretens zu bewerten sowie mit Hilfe möglichst realitätsnaher physiko-chemischer Modelle zu beschreiben und zu quantifizieren. Dabei ist zu bedenken, dass im Grundsatz auch gleiche Zustände, Ereignisse oder Prozesse je nach Typ des Geosystems und seinen spezifischen Bedingungen mit einer eher größeren oder einer eher geringeren Eintrittswahrscheinlichkeit zu erwarten sein können. Standortspezifisch sind die *FEP's* zu Entwicklungsszenarien zu kondensieren und diese dann quantitativ im Rahmen der Szenarienanalyse zu analysieren. Die Bewertung der Ergebnisse erfolgt im Rahmen einer Konsequenzenanalyse (Isolation, Freisetzung). Sensitivitätsanalysen dienen darüber hinaus dazu, bezogen auf vorgegebene Zielgrößen diejenigen Systemparameter zu identifizieren, die einen großen Einfluss auf diese nachweisrelevanten Zielgrößen haben. Auf diese Weise kann die Reduzierung von Ungewißheiten gezielt und damit effektiv betrieben werden, z.B. durch die Nachermittlung von standortspezifischen Daten mit Reduzierung des Streubreitenbandes oder die Vertiefung des Prozessverständnisses mit Verbesserung der Prognosezuverlässigkeit.

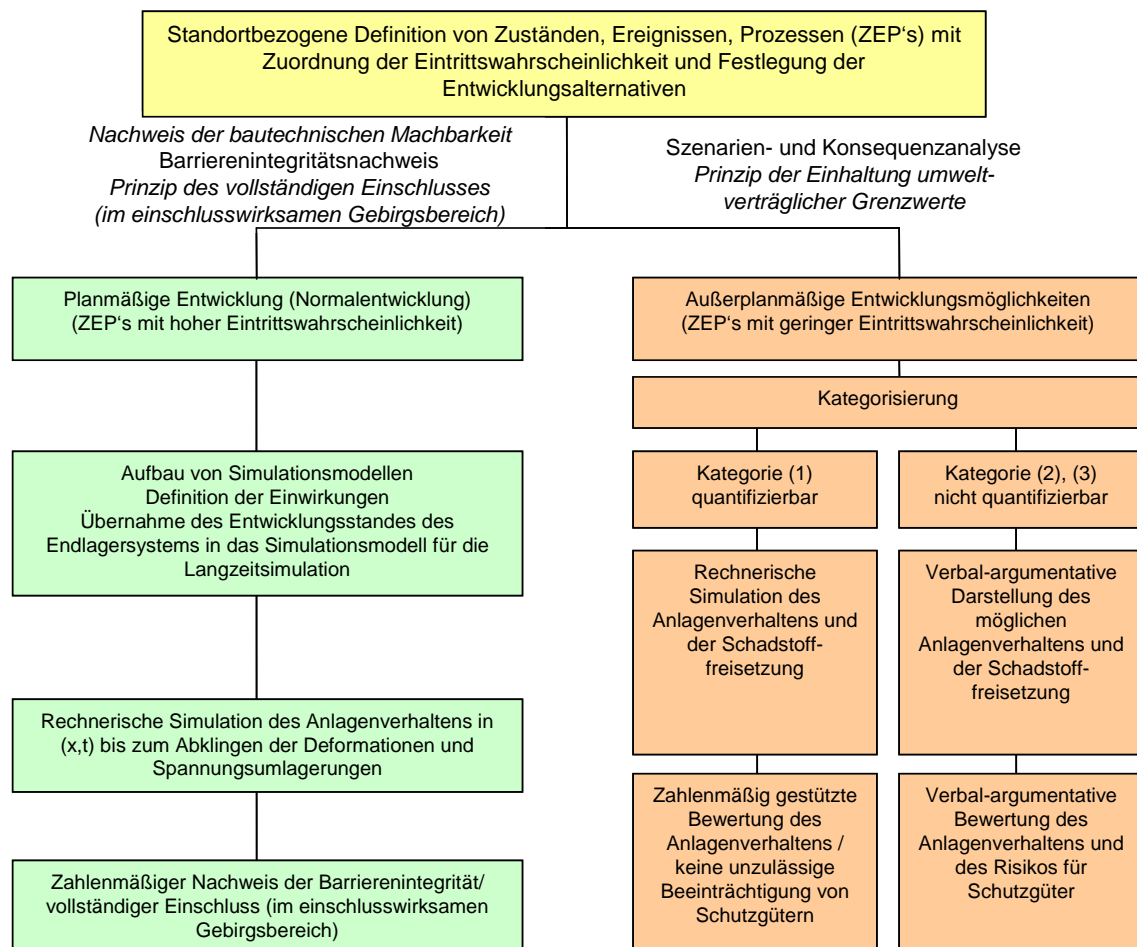


Bild 1.2: Konzept für die methodische Vorgehensweise bei der Nachweisführung zum prognostischen Beleg der Sicherheit von Endlagersystemen, Lux (2005)

Angesichts der Tatsache, dass in Deutschland das Wirts- und Barrierengestein Steinsalz u.a. in geomechanischer Hinsicht sehr viel intensiver untersucht worden ist als dazu alternative Wirtsgesteine, sind zur Erarbeitung eines gleichermaßen, wie für das Salinargebirge qualifizierten Kenntnisstandes im Hinblick auf das methodische Konzept entsprechend *Bild 1.2* und darauf begründete Aussagen zur Eignung oder Nichteignung dann nichtsalinarer Gebirgsformationen bzw. Geosysteme noch grundlegende Forschungs- und Entwicklungsarbeiten erforderlich. Ein wichtiger Aspekt ist dabei die physikalische Modellierung des Materialverhaltens des anstehenden Gebirges unter den relevanten Beanspruchungsbedingungen. Zu unterscheiden sind dabei insbesondere

- die Deformationseigenschaften mit zeitunabhängigen und zeitabhängigen Deformationen sowie volumentreuen und dilatanten bzw. kontraktanten Deformationen,
- die Festigkeitseigenschaften mit Spitzenfestigkeit, Restfestigkeit und Gefügefestigkeit sowie dem Entfestigungsverhalten und gegebenenfalls einer Rückbildung der Gefügeschädigungen sowie
- die hydraulischen Eigenschaften mit primärer und sekundärer Permeabilität.

Weiterhin von Bedeutung für das Tragverhalten können schichtungs- bzw. schieferungsbedingte Anisotropien an den Materialeigenschaften sein wie z.B. reduzierte Bruchfestigkeiten in Schichtungsflächen sowie ein tektonisch induziertes Trennflächengefüge, das dem Gestein aufgeprägt ist und in der Tendenz zu einer Verschlechterung der Materialeigenschaften führt, z.B. Zunahme der Deformationsfähigkeit, Abnahme der Festigkeit und Zunahme der Permeabilität.

Neben der Übernahme und Prüfung der Einsetzbarkeit bereits international für Tongesteine erarbeiteter physikalischer Modelle kann auch versucht werden, die aus der Forschungstätigkeit zur Analyse des Verhaltens salinarer Gesteinsformationen gewonnenen wissenschaftlichen Erkenntnisse und die in diesem Rahmen entwickelten Instrumentarien (Software) für die Untersuchungen zum Tragverhalten und zum Barrierenverhalten von Tongesteinen nach entsprechender Modifikation einzusetzen. Dazu gehören die für die Prognose der geomechanischen Prozesse entwickelten Simulationsmodelle sowie die zur Beschreibung der thermo-hydro-mechanischen Wechselwirkungen entwickelten Kopplungsmodelle (*THM-Modelle*). *Bild 1.3* zeigt in Anlehnung an *Cosenza & Ghorechy (1994)* die grundsätzlich im Geomilieu ablaufenden Prozesse und ihre prinzipielle Vernetzung. Die Aufgabe besteht somit darin, zunächst grundsätzlich die relevanten Prozesse und ihre Wechselwirkungen zu identifizieren, zu verstehen und zu quantifizieren und darauf aufbauend dann geosystem- bzw. standortbezogen physikalische Modellierungen und numerische Simulationen vorzunehmen.

Auf den ersten Blick mag dieser Ansatz überraschend sein, zeigen Salzgesteine und Tongesteine doch einen ganz unterschiedlichen strukturellen Gefügebau – hier porenraumarmes, dichtes polykristallines Gefüge auf der einen, dort porenraumreiches, feinklastisch-diagenetisch verfestigtes Gefüge mit teilgesättigtem bzw. gesättigtem Porenraum auf der anderen Seite.

Bei Verzicht auf mikromechanische Modellansätze und Beschränkung auf makromechanisch-phänomenologische Modellansätze erscheint diese auf die Korngefügebildung bezogene Diskrepanz nicht mehr so bedeutsam, da nunmehr von einem strukturlosen Ersatzmaterial ausgegangen wird und die Gefügeeigenschaften bzw. die Gefügereaktionen auf die äußeren Einwirkungen integral für diese fiktiven Ersatzmaterialien ohne die Einbeziehung mikrostrukturell basierter Mechanismen ermittelt und beschrieben werden. Dabei sind natürlich die jeweiligen physikalischen Mechanismen hinreichend zuverlässig zu identifizieren und zu quantifizieren, wobei die möglichen Einwirkungen mit ihren zu erwartenden Intensitäten und die erforderlichen Betrachtungszeiten besondere Beachtung finden müssen. Insbesondere kritisch zu bedenken ist bei dieser vorwiegend phänomenologischen Betrachtungsweise allerdings die Extrapolation auf laborativ nicht untersuchte Beanspruchungs-, Temperatur- und Zeitbereiche (grundsätzlicher Mechanismenwechsel möglich!). Ergänzend hinzuweisen ist darauf, dass zwar die physikalische Modellierung auf phänomenologischer Grundlage erfolgt, die beobachteten Phänomene aber hinsichtlich der wirksam werdenden Mechanismen letztlich nur auf mikromechanischer Grundlage interpretierbar sind.

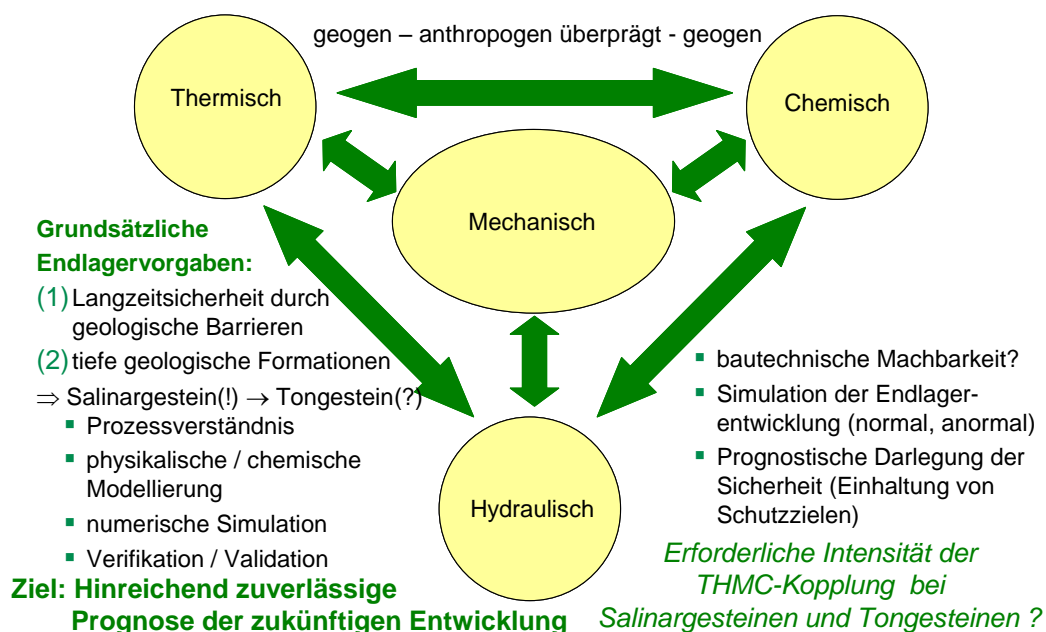


Bild 1.3: Grundsätzlich im Geomilieu ablaufenden Prozesse und ihre prinzipielle Vernetzung, in Anlehnung an Cosenza & Ghorechy (1994)

Grundlegende Unterschiede bei Salinar- und Tongesteinen sind insbesondere zu erwarten infolge der genetisch bedingten Schichtung der Tongesteine und infolge des mehr oder weniger gesättigten Porenraumes der Tongesteine mit dem entsprechend unter Porenunter- bzw. Porenüberdruck stehenden Porenwasser. Dabei wirken die Porendrücke in einer vom Gefüge abhängigen Intensität mechanisch auf das Mineralkorngerüst und führen zu entsprechenden Veränderungen in den mechanischen Eigenschaften des Gesteins (*MH*-Kopplung).

Weiterhin ist nicht auszuschließen, dass im Tonsteingebirge ein tektonisch bedingtes Trennflächengefüge vorliegt, möglicherweise mit latent ausgebildeten Trennflächen, die geschlossen und im primären Zustand hydraulisch nicht wirksam sind, bei mechanischer oder thermischer Beanspruchung dann aber als Schwächezonen des Gebirges wirksam werden können.

Infolge der Auffahrung und der Offenhaltung sowie des Verfüllens und Verschließens der Endlagergrubenbaue (Infrastruktur, Ablagerung) und der Wärmefreisetzung im Fall hoch radioaktiver Abfälle sowie der Gasbildung werden im Nah- und Fernfeld des Endlagers zunächst thermo-mechanische (*TM*) Prozesse ablaufen. Infolge des grundsätzlich vorhandenen Porenwassers im Tongestein sind in diesem Geosystemtyp bereits in der Normalentwicklung des Endlagersystems weiterhin auch hydraulische (*H*) Prozesse zu erwarten, die dann auch mit den mechanischen und thermischen Prozessen in Wechselwirkung stehen.

Verstärkt wird die Komplexität dieser gekoppelten Prozesse, wenn darüber hinaus auch noch die geochemischen Prozesse zwischen Porenwasser und Gestein, Abfällen und auch Behältnissen Berücksichtigung finden. Hierbei sind die Einflüsse von Temperaturanstieg /-abfall, von Austrocknung und Wiederaufsättigung, von Änderungen des Porendruckes, von Quellung bzw. Schrumpfung und Kompaktion, von Auflockerung (Schädigung) und Wiederverheilung sowie von Gaserzeugung und -migration ebenso zu untersuchen wie von Korrosion, Alterung oder Sorption.

U.a. muss es daher Ziel der Tragwerksplanung für ein Endlager sein, die technogen induzierten Beanspruchungen und ihre Folgewirkungen in den konturnahen Bereichen der Hohlräume rechnerisch hinreichend zuverlässig ermitteln zu können (räumlich-zeitliche Ausdehnung der durch Spannungsumlagerungen mit einer Beanspruchungsintensität oberhalb der Gefügefestigkeit entstehenden entfestigten Gebirgszone (*EDZ*) und der Intensität der Entfestigung). Daraus folgen einerseits

- Aussagen zur Standsicherheit der Grubenbaue und zu den erforderlichen Sicherungsmaßnahmen
- und andererseits

- Aussagen zu der Ausbildung der für den Langzeitsicherheitsnachweis zentralen Sekundärpermeabilität im Tongestein.

Bei Gewährleistung der Standsicherheit ist gleichzeitig die Ausbildung einer Sekundärpermeabilität durch das Endlagerdesign so gering wie möglich zu halten und im Rahmen einer (thermo-) hydraulisch-mechanischen Prozesssimulation in ihrer Auswirkung rechnerisch zu ermitteln (z.B. hydraulische Wirksamkeit von geotechnischen Barrieren mit Durchströmungszeit, Durchströmungsraten). Eine Ursache der konturnahen Gesteinsentfestigung mit Tragfähigkeitsreduzierung und Permeabilitätszunahme ist die mit dem technischen Eingriff in das Gebirge verbundene Ausbildung von zunächst singulären Rissen sowie ihre dann bei Risserweiterung und Risszunahme folgende Vernetzung (= Gefügeschädigung).

Dabei kann die Rissbildung auf zwei Mechanismen beruhen und zwar einerseits auf einer

- mechanischen Überbeanspruchung, d.h. die vorhandene Beanspruchung ist größer als die Gefügefestigkeit (auch Dilatanzfestigkeit) bzw. die Schichtflächenfestigkeit
sowie andererseits auf einer
- Entsättigung des konturnahen Gesteins, d.h. die primären Porenwasserdrücke ändern sich zunächst entsprechend den durch die Auffahrung der Grubenbaue bedingten neuen hydraulischen Randbedingungen und damit entsprechend dem sekundären hydraulischen Potentialfeld (p_w an der Kontur $\equiv 0$ bzw. 0,1 MPa); bedingt durch die kontinuierliche Bewetterung erfolgt dann darüber hinaus im Lauf der Zeit eine Reduzierung des Sättigungsgrades im konturnahen Porenraum, so dass sich ein auf Kapillarspannungen beruhender Unterdruck ausbildet (suction).

Damit wird deutlich, dass in Verbindung mit *Bild 1.2* aus gebirgsmechanischer Sicht im Hinblick auf den Nachweis von Standsicherheit und Barrierenintegrität bei einem Endlager im Tongestein neben der thermo-mechanischen Kopplung auch eine mechanisch - (thermo-) hydraulische Kopplung bereits in die Analyse der Normalentwicklung des Endlagers einzubeziehen ist, während bei einem Endlager im Salinargestein aufgrund des impermeablen und nahezu trockenen Gesteins diese Notwendigkeit erst im Rahmen der Analyse von außergewöhnlichen Entwicklungen (Szenarien) besteht, *Bild 1.4* und *Bild 1.5*. Besondere Überlegungen erfordert hier allerdings der Prozess der durch die Wärmeentwicklung der Abfälle bedingten und dem thermischen Potentialfeld unterliegenden Migrationsbewegungen von salinarinternen Fluideinschlüssen mit seinen Folgewirkungen, z.B. korrosiv bedingte Radionuklidfreisetzung.

Neben der technogen induzierten Permeabilitätszunahme ist im Rahmen des Langzeitsicherheitsnachweises auch die Möglichkeit einer nachfolgenden Permeabilitätsabnahme zu berücksichtigen. Risse und Poren in Tongesteinen können infolge der Quellsfähigkeit einiger Tonminerale und/oder durch den Aufbau kriechbedingter Kompaktionsdrücke verschlossen und verheilt werden, so dass entstandene Fluid-Wegsamkeiten im Lauf der Zeit bei veränderten Milieu- oder Beanspruchungsbedingungen auch rückgebildet werden können.

Grundsätzlich sind in einem einer Sickerströmung unterliegendem Gebirge zeitgleich mechanische und hydraulische Prozesse wirksam, die miteinander in Wechselwirkung stehen. Dabei wirken die im Fall der Sickerströmung aus dem hydraulischen Prozess entstehenden Kräfte zusätzlich zu den mechanischen Kräften und führen letztlich zu einer Änderung der Spannungs- und Verzerrungszustände. Diese mechanischen Änderungen und hier insbesondere eine daraus folgende Dilatanzentwicklung verursachen eine Permeabilitätsänderung, können aber auch infolge der Wassergehaltszunahme zu einer Reduzierung der Festigkeit in dem betroffenen Gebirgsbereich führen und damit zu Effekten, die dann wiederum Spannungsumlagerungen nach sich ziehen. Untersuchungen dieser komplexen Wechselwirkungen im Tongestein erfordern letztendlich Versuche bis in den Technikumsmaßstab unter bekannten und kontrollierten Randbedingungen zur Validierung physikalischer Modelle.

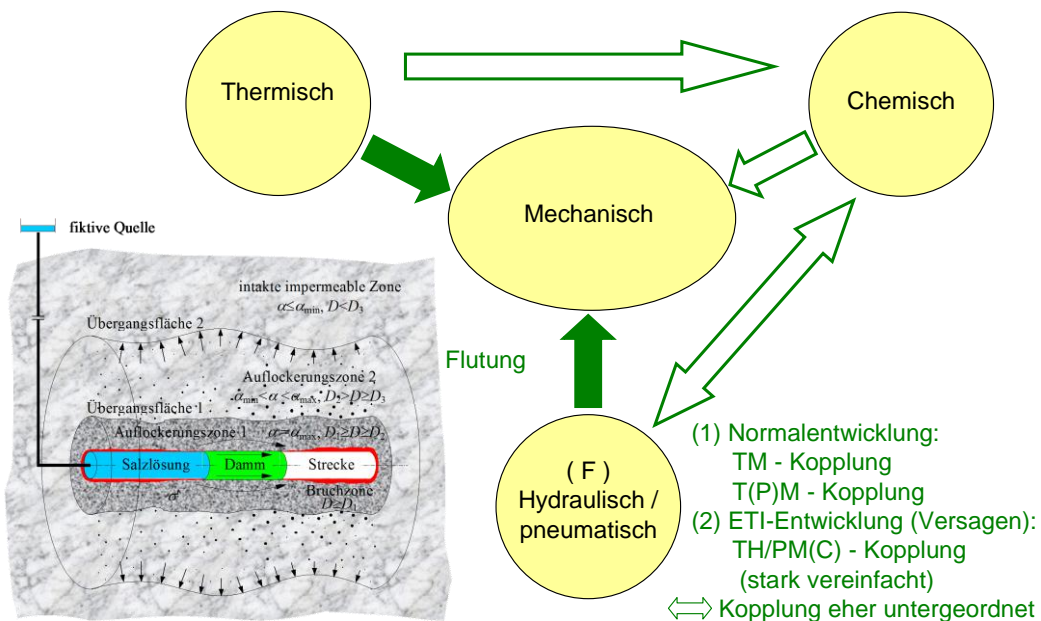


Bild 1.4: Stand der Prozesskopplung bei Salinargesteinen

Der Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik verfügt über ein im Rahmen von Forschungsarbeiten zur Endlagerung radioaktiver Abfälle im Salzgestein weiterentwickeltes Stoffmodell, mit dem sowohl das Tragverhalten untertägiger Grubenbaue und Abdichtungsbauwerke unter Berücksichtigung von Schädigung und Schädigungsrückbildung (Verheilung) simuliert wie auch gekoppelte mechanisch-hydraulische Wechselwirkungen rechnerisch abgebildet werden können, die sich im Salinargebirge dann ergeben, wenn für wenig wahrscheinliche Anlagenentwicklungen die Situation des abgesoffenen Endlagers im Hinblick auf ihre Entwicklung zu analysieren ist.

Die hier vorliegende Arbeit hat ihren Ausgangspunkt in meiner Tätigkeit am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik der Technischen Universität Clausthal mit der Bearbeitung der BMWi-Forschungsvorhaben Förderkennzeichen 02E9632 und 02E10427. Ziel der hier vorgelegten Arbeit ist es,

- (1) die grundsätzliche Übertragbarkeit des am Lehrstuhl entwickelten Stoffmodells von Salinargesteinen auf Tongesteine zu überprüfen, Defizite zu identifizieren und die erforderlichen Modifikationen vorzunehmen,
- (2) die für die Anwendung des gegebenenfalls modifizierten Stoffmodells erforderlichen Parameter für Tongestein verschiedener Lokationen zusammenzutragen bzw. laborativ zu bestimmen,
- (3) grundsätzliche rechnerische Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen durchzuführen und schließlich
- (4) durch numerische Simulationen in Verbindung mit laborativen Befunden und Erfahrungen aus Feldbeobachtungen eine Validierung des modifizierten Stoffmodells vorzunehmen.

Als Grundlage für die weiterführenden Arbeiten und im Hinblick auf eine geschlossene Darstellung des Sachstandes sind auch Teile des Forschungsberichts in diese Arbeit integriert. Aufbauend auf den vorhandenen laborativen Befunden und der Interpretation von Feldmessdaten soll auf Stoffmodellebene herausgearbeitet werden, welche Modifikationen und Erweiterungen erforderlich sind, um auch für Endlager im Tongestein eine hinreichend zuverlässige Prognose des Gebirgstragverhaltens mit Blick auf den Nachweis der Betriebs- und Langzeitsicherheit zu ermöglichen.

Als inhaltliche Schwerpunkte dieser Arbeit sind zu nennen:

- Aufarbeitung des internationalen Kenntnisstandes,

- Identifizierung grundsätzlicher gebirgsmechanischer Materialeigenschaften von Tongesteinsformationen mit laborativer Ermittlung von Kennwerten im lehrstuhleigenen gesteinsmechanischen Labor,
- physikalische Modellierung des Festigkeits- und Deformationsverhaltens von Tongesteinen mit Stoffmodellen und Materialkennwerten,
- Durchführung grundsätzlicher rechnerischer Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen mit Flac3D,
- Ermittlung von Stoffmodellparametern zur Beschreibung des geomechanisch-geohydraulischen Materialverhaltens von Tongesteinsformationen,
- Verifikation und Validierung des Modellierungsansatzes,
- Anwendung des weiterentwickelten Instrumentariums auf ausgewählte Fallbeispiele im Tongestein im Rahmen numerischer Simulationen (Tragverhalten von Strecken),
- Ausblick und Empfehlungen.

Um die Komplexität nicht zusätzlich weiter zu vergrößern, wird das Quellverhalten von Tongesteinen in diese Arbeit nicht explizit einbezogen.

2 Zum internationalen Kenntnisstand

2.1 Erfahrungen mit dem Tragverhalten von Hohlräumen in Tongesteinsformationen

2.1.1 Vorbemerkung

Tongesteinsformationen im tiefen geologischen Untergrund werden weltweit für die Endlagerung radioaktiver Abfälle in Erwägung gezogen. In einigen Ländern sind daher in unterschiedlichen Formationen Untertagelabors errichtet worden, um die Eigenschaften eines ausgewählten Gesteinstyps als Wirtsgestein zur Errichtung eines Endlagers (bautechnische Machbarkeit) und als natürliche Barriere gegen die Freisetzung bzw. Ausbreitung von Radionukliden (Isolationspotential) zu untersuchen. Zusätzlich werden tonhaltige Materialien bezüglich ihrer Eignung als Verfüll- und Verschlussmaterialien für Bohrlöcher, Strecken und Schächte untersucht. Infolge der Auffahrung und Offenhaltung sowie des Versatzes und des Verschließens der Endlagergrubenbaue (Infrastruktur, Ablagerung), der Gasbildung und der Wärmefreisetzung im Fall hoch radioaktiver Abfälle werden im Nah- und Fernfeld des Endlagers zunächst thermo-mechanische (*TM*) Prozesse ablaufen. Zusätzlich sind infolge des im Wirtsgesteinstyp Tongestein grundsätzlich vorhandenen Porenwassers weiterhin auch hydraulische (*H*) Prozesse zu erwarten, die mit den mechanischen und thermischen Prozessen in Wechselwirkung stehen. Dieses gilt darüber hinaus auch noch für geochemische (*C*) Prozesse zwischen Porenwasser und Gestein, Abfällen und Behältnissen.

Vor diesem Hintergrund sind u.a. die Einflüsse von Temperaturanstieg und -abfall, von Austrocknung und Wiederaufsättigung, von Änderungen des Porendruckes, von Quellung bzw. Schrumpfung und Kompaktion, von Auflockerung (Schädigung) und Wiederverheilung sowie von Gaserzeugung und -migration ebenso zu untersuchen wie von Korrosion, Alterung oder Sorption. Um die im Geosystem und in den Verfüll- bzw. Versatzmaterialien ablaufenden thermischen, hydro- / mechanischen und chemischen (*THMC*) Prozesse in Langzeitsicherheitsanalysen hinreichend genau berücksichtigen zu können, ist es notwendig, geeignete physikochemische Modelle zu entwickeln und die in den Modellen verwendeten Materialparameter in Labor- und In-situ-Untersuchungen zu ermitteln sowie mit hinreichender Zuverlässigkeit abzusichern, *GRS (2001)*.

Als bisheriges Ergebnis der in den vergangenen ein bis zwei Jahrzehnten durchgeführten internationalen Untersuchungen zum Material- und Tragverhalten von Tongestein stehen für einen Erfahrungsaustausch Veröffentlichungen und technische Berichte in großem Umfang zur Verfü-

gung. Im folgenden Abschnitt wird eine Übersicht über grundsätzliche Untersuchungsergebnisse zu einzelnen Lokationen, geordnet nach Ihrer Staatszugehörigkeit, gegeben. Im Vordergrund steht dabei, Erkundungsbefunde (Gebirgsbau, Bohrlochaufschlüsse, gesteinsmechanische Daten) und längerfristiges Gebirgsverhalten (Konvergenz, Konturentfestigung, Ausbau- und Sicherungsmittel) skizzenhaft darzustellen. Als der Erarbeitung wissenschaftlicher Grundlagen dienende und auf internationalen Tagungen und in Diskussionen häufig zitierte Lokationen sind an erster Stelle das Untertagelabor im Opalinuston in Mont Terri in der Schweiz und das im Bau befindliche Erkundungsbergwerk am Standort Bure in der Tonsteinlagerstätte „*Argilite de l'Est Callovo Oxfordien*“ im *Meuse/Haute-Marne* Department in Frankreich zu nennen. Darüber hinaus werden in Frankreich am Standort Tournemire in einem alten Eisenbahntunnel wissenschaftliche Untersuchungen zum Tragverhalten des dort anstehenden Tongesteins durchgeführt.

Weitere aktuelle Untersuchungsergebnisse liegen für das auf dem Gelände des belgischen Studienzentrums für Kernenergie *SCK / CEN* in Mol errichtete Untertagelabor Hades in der Boom Clay Formation vor. Aufgrund der Tatsache, dass die Boom Clay Formation allerdings als plastischer Ton einzustufen und damit als Lockergestein einzuordnen ist, während die Tongesteinfazies der vorstehend angesprochenen Standorte den Festgesteinen zuzuordnen sind, wird auf eine weiterführende Darstellung der Untersuchungsbefunde zu plastischem Ton verzichtet.

Die für den deutschen Raum dokumentierten Erfahrungen beschränken sich in erster Linie auf die im Zusammenhang mit der Auffahrung von Grubenbauen der Schachanlage Konrad, einem ehemaligen Eisenerzbergwerk bei Salzgitter, durchgeführten geologischen und geotechnischen Untersuchungen. Die im Rahmen des Genehmigungsverfahrens für das Endlager Konrad zur Ablagerung schwach und mittel radioaktiver Abfälle ohne Wärmeentwicklung durchgeführten Untersuchungen sind allerdings bislang nur in einem sehr begrenzten Umfang veröffentlicht worden.

In einem neueren Vorhaben des *BfS* sind dem Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik Daten zum Gebirgsbau, zu den mechanischen Eigenschaften der verschiedenen Homogenbereiche und zum Konvergenzverhalten von ausgewählten Strecken im Grubengebäude Konrad zur Verfügung gestellt worden. Es ist versucht worden, das in situ beobachtete und messtechnisch über einen Zeitraum von bis zu 15 Jahren quantifizierte Tragverhalten des im Bereich der ausgewählten Messquerschnitte anstehenden Tonsteingebirges rechnerisch nachzuvollziehen, *Lux et al. (2005)*. Mit den nunmehr für das Grubengebäude Konrad aufbereiteten und dokumentierten Daten liegt eine erste systematisch aufgearbeitete Datenbasis vor, die für die grundsätzliche Validierung von Stoffmodellen insbesondere im Hinblick auf das langzeitige Tragverhalten

von Grubenbauen in Tongesteinen genutzt werden kann. Bedauerlicherweise steht noch kein Bohrkernmaterial für aktualisierte laborative Untersuchungen zur Verfügung.

2.1.2 Erfahrungen in der Schweiz

Das in der Schweiz verfolgte Entsorgungskonzept sieht nach *NTB 88-25 (1988)* die Endlagerung der verglasten hochradioaktiven Abfälle und der langlebigen mittelaktiven Abfälle in einem tiefliegenden Stollensystem vor. Mit den Projekten *Gewähr 1985* sowie *Kristallin I* wird die Sicherheit und Machbarkeit eines solchen Lagers im Kristallingestein der Nordschweiz prinzipiell nachgewiesen. Die nachfolgenden Untersuchungsprogramme haben die Lokalisierung potentieller Standorte zum Ziel. Parallel zu den Kristallinprogrammen laufen bei der *NAGRA* auch Untersuchungen zur Eignung feinklastischer sedimentärer Gesteine für die Errichtung eines Endlagers. In ihrer Stellungnahme zum Projekt *Gewähr 1985* haben die Schweizer Aufsichtsbehörden eine Intensivierung des Studiums der Sedimentgesteine angeregt. Gleichzeitig wurde die *NAGRA* verpflichtet, einen für die Endlagerung langlebiger mittelaktiver Abfälle geeigneten Sediment-Standort zu bezeichnen. Aufgrund der generellen Forderungen nach ausreichender Mächtigkeit, geringer Durchlässigkeit und eines guten Rückhaltevermögens für Radionuklide sind die nachfolgend vorgestellten Formationen als potentielles Wirts- und Barrierengestein eingestuft worden. Ausgewählte, der Literatur entnommene Materialparameter sind in den *Tabellen 2.1* bis *Tabelle 2.4* im Anschluss an die textliche Beschreibung der verschiedenen Formationen zusammengestellt.

Palfris-Formation (Tonmergelstein) / Wellenberg,

Das Gebiet des Standortes Wellenberg liegt auf der östlichen Seite des Engelbergertals zwischen den Ortschaften Wolfenschiessen, Grafenort und Oberrickenbach. Das Untersuchungsgebiet weist eine Gesamtfläche von ca. 50 km² auf. Im Zentrum befindet sich der 1341 m hohe Wellenberg, nach dem das potentielle Standortgebiet benannt wurde. Im Untersuchungsgebiet dominiert die Schichtenfolge der Drusberg-Decke, deren älteste Kreide-Einheit die Palfris-Formation ist. Diese setzt sich aus wechselnden Ablagerungen zusammen, bestehend aus Mergeln und Tonmergeln mit zwischengelagerten geringmächtigen Kalkbänken. In allen erbohrten Formationen stellen die Karbonatminerale (Calcit, Dolomit, Ankerit), die Tonminerale (Illit, Illit / Smektit-Wechselagerungen, Chlorid) und Quarz die Hauptgemengeteile der jeweilig vorhandenen Gesteine dar. Die ursprüngliche Mächtigkeit der Palfris-Formation wurde mit 250 – 350 m veranschlagt. *Bild 2.1* zeigt ein geologisches Profil der Palfris-Formation am Standort Wellenberg.

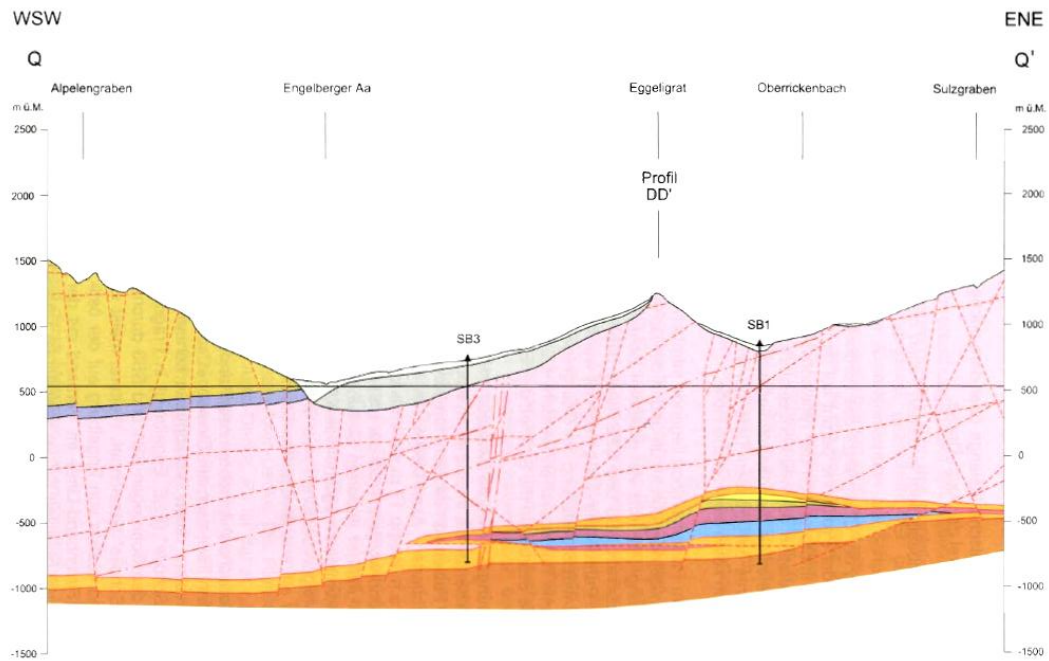


Bild 2.1: Geologisches Profil der Palfris-Formation am Standort Wellenberg, NTB 96-01 (1997)

Die aufgrund der Analyse der aus durchgeführten Tiefbohrungen entnommenen Bohrkern ermittelte Mächtigkeit ergab nach NTB 96-01 (1997) jedoch ein Vielfaches dieser Werte. Die felsmechanischen Parameter für die relevanten Gesteine am Standort Wellenberg beruhen nach NTB 96-01 (1997) hauptsächlich auf den Untersuchungen der Bohrkernproben und nur in geringem Umfang auf In-situ-Messungen in Bohrungen. Die nach Abschluss aller Messungen zusammengetragenen und statistisch ausgewerteten Resultate zeigen für das vorgesehene Wirtsgestein große Streuungen in den Daten, die durch die Inhomogenität der Tongesteinsformation bedingt sind.

Die Ergebnisse der In-situ-Messungen zum Primärspannungszustand für den Wellenberg zeigen ein sehr konsistentes Bild. Während das Spannungsfeld bis maximal 500 m unter dem Bohran-satzpunkt bedingt durch topographische Einflüsse noch kein ganz einheitliches Bild aufweist, zeigen sich in größeren Teufen doch sehr einheitliche Verhältnisse. Die ermittelten Spannungs-profile ergeben im endlagerrelevanten Bereich eine nahezu lineare Teufenabhängigkeit.

In Verbindung mit durchgeführten Modellrechnungen nach NTB 96-01 (1997) kann der Span-nungszustand wie folgt dargestellt werden (endlagerrelevante Referenzteufenlage 650 m):

In der Teufe des geplanten Endlagers ist die maximale horizontale Spannungskomponente zwei-bis dreimal größer als die minimale horizontale Spannungskomponente, wobei diese etwas kleiner ist als die vertikale Komponente.

Die in *Tabelle 2.1* zusammengestellten felsmechanischen Parameter basieren hauptsächlich auf Laboruntersuchungen an Bohrkernen und stellen somit die Parameter des intakten Gesteins ohne Berücksichtigung von Trennflächen dar.

Parameter (Einheiten)	Matrixparameter	Parameter für die Schichtung
Wassergehalt (%)	-	
Dichte (kg/m ³)	2710	
Verformungseigenschaften:		
Elastizitätsmodul (MPa)	30000 (parallel zur Schichtung)	12000 (senkrecht zur Schichtung)
Poisson-Zahl ν (-)	0,21	
Festigkeitseigenschaften:		
Einaxiale Druckfestigkeit σ _f (MPa)	53,0 (parallel zur Schichtung)	48,0 (senkrecht zur Schichtung)
Zugfestigkeit (MPa)	4,0	-
Kohäsion c _f (MPa)	10,0	2,0
Restfestigkeit c _r (MPa)	5,0	-
Reibungswinkel φ _f (°)	37,0	32,0
Restreibungswinkel φ _r (°)	24,0	-
Dilatanzwinkel ψ (°)	0,0	0,0
Weitere geotechnische Eigenschaften		
Quelldruck (MPa)	0,6	-
Quellhebung (%)	1,1	-
Primäre Porosität (Vol.-%)	1,43 (totale Porosität)	
Primäre Permeabilität	-	
Primärspannungszustand (In-situ-Werte in 650 m Teufe)		
Vertikalspannung S _V (MPa)	14 - 18	
Horizontalspannung S _H (MPa)	25 - 30	
Horizontalspannung S _h (MPa)	11 - 14	

Tabelle 2.1: Tongesteinsformationen in der Schweiz – ausgewählte Materialparameter für die Palfris-Formation (Wellenberg) nach NTB 96-01 (1997)

Opalinuston / Benken (Zürcher Weinland)

Die nachfolgend vorgestellten Untersuchungsergebnisse sind dem Untersuchungsbericht der Sondierbohrung Benken entnommen, *NTB 00-01 (2001)*. Diese Bohrung ist neben der 3D-Seismikkampagne zentraler Bestandteil der lokalen Felduntersuchungen im nördlichen Zürcher Weinland. Die lokalen Untersuchungen werden durch die im Weiteren dargestellten Arbeiten im Opalinuston-Felslabor Mont Terri und grundsätzliche Studien ergänzt. Gemeinsam bilden die Resultate dieser umfangreichen Arbeiten die geowissenschaftliche Grundlage für das Projekt *Entsorgungsnachweis* der NAGRA, welches für die Option Opalinuston die Machbarkeit der geologischen Tiefenlagerung hochaktiver Abfälle in der Schweiz darlegen soll, siehe auch *NTB 02-02 (2002a)*. Die Sondierbohrung Benken ist die achte im Rahmen des NAGRA-Tiefbohrprogramms der Schweiz abgeteufte Bohrung.

Die felsmechanischen Untersuchungen hatten zwei Ziele. Einerseits war ein geowissenschaftlicher Datensatz für bautechnische Zwecke zu erstellen, um die generelle bautechnische Machbarkeit eines Endlagers im Opalinuston zu untersuchen. Andererseits sollten Grundlagen geschaffen

werden, die zum Verständnis gekoppelter physikalischer und chemischer Prozesse beitragen und die Modellierung des Langzeitverhaltens eines Endlagers im Rahmen der Sicherheitsanalyse erlauben (*THMC-Modelling*). Die in *NTB 00-01 (2001)* beschriebenen Arbeiten konzentrieren sich einerseits auf die Bestimmung der felsmechanischen und gesteinsphysikalischen Parameter in Laboruntersuchungen an Bohrkernen und In-situ-Versuchen und andererseits auf die Ermittlung des Primärspannungsfeldes im Bereich der Bohrung. Bei der Ermittlung der Gesteinsparameter lag der Schwerpunkt der Arbeiten entsprechend dem Arbeitsprogramm aus *NTB 96-01 (1997)* auf der Untersuchung des Opalinustons (= Wirts- und Barrierengestein).

Der Standort der Sondierbohrung Benken liegt im südlichen Teil des Zürcher Weinlandes, ca. 700 m SSW des Dorfrandes von Benken am Südrand der zwischen Ossingen und Dachsen gelegenen Geländesenke. *Bild 2.2* zeigt ein geologisches Querprofil der Sondierbohrung Benken im Zürcher Weinland.

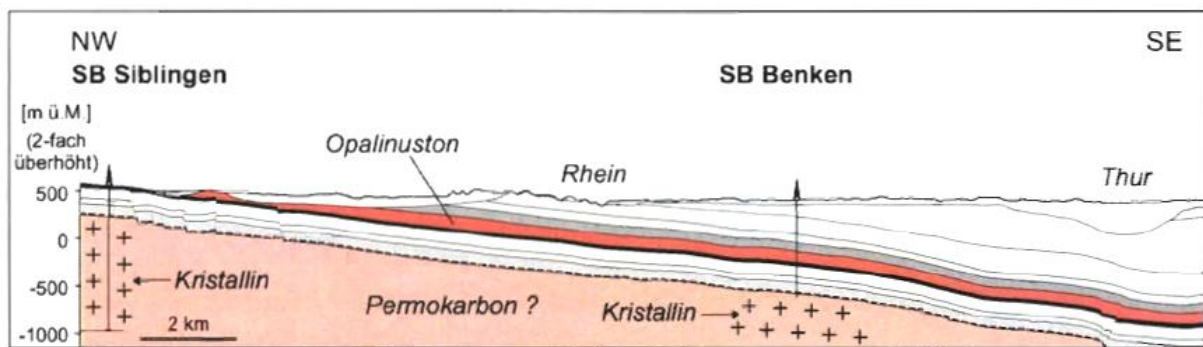


Bild 2.2: Geologisches Querprofil Sondierbohrung Benken, NTB 00-01 (2001)

Bei dem untersuchten Tonstein handelt es sich um die mit Opalinuston bezeichnete lithostratigraphische Unterdogger-Einheit, die in der Bohrung mit einer Mächtigkeit von 93,5 m in einem Teufenbereich von 558,52 - 652,04 m ansteht. Der Opalinuston besteht generell aus dunkelgrauen siltigen, kalkigen und glimmerhaltigen Tonsteinen mit vereinzelt anzutreffenden dünnen Silt- und Sandsteinlagen.

Das Laborprogramm umfasst weitgehend Standardtests, die entsprechend den Empfehlungen der International Society for Rock Mechanics (*ISRM*) ausgeführt wurden. Die Gesteinsproben wurden dabei unmittelbar nach der Bohrkernentnahme noch auf der Bohrstelle in Kunststoffolie verschweißt, in Aluminiumfolie verpackt oder mit einem Latexschlauch ummantelt in Beton gegossen und in speziell entwickelten Druckbehältern (axiale Druckbeanspruchung durch manuelle Verschraubung) gelagert, um ein Austrocknen des Gesteins sowie die Entstehung von Trocknungsrissen zu vermeiden. Die Prüfkörperherstellung erfolgte grundsätzlich ohne Wasser,

um ein Quellen des Tongesteins zu verhindern. Der vor der Versuchsdurchführung bestimmte natürliche Wassergehalt in Gewichtsprozent liegt schichtungsabhängig bei $w = 4,6 \pm 0,7 \%$.

Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen zeigen auf Korngefügeebene (Gesteinsmatrix) eine ausgeprägte Anisotropie der elastischen Deformationseigenschaften und der Festigkeiten in Abhängigkeit von der Schichtung. Neben der Richtungsanisotropie zeigen die Deformations- und Festigkeitsparameter auch eine deutliche Abhängigkeit vom Wassergehalt. Zudem wird ein Übergang vom spröden Materialverhalten bei niedrigen Wassergehalten zu einem duktilen Deformationsverhalten bei hohen Wassergehalten festgestellt. Signifikante, nach *NTB 00-01 (2001)* auf die Entstehung und Ausbreitung von Mikrorissen zurückzuführende relative Volumenzunahmen (Dilatanz) sind jedoch in den Laborversuchen nicht festgestellt worden.

Mit Ausnahme des von der unterschiedlichen tonmineralogischen Zusammensetzung abhängigen Quellverhaltens bestehen Abhängigkeiten der gesteinsphysikalischen Eigenschaften von der Mineralzusammensetzung des Opalinuston erst nachrangig.

Die Ergebnisse der In-situ-Dilatometertests stimmen mit den Ergebnissen der aus einaxialen und triaxialen Druckversuchen bestimmten *E*-Moduli sowie der aus Kriechversuchen im Labor abgeleiteten Gesteinsviskosität überein. Der geringe Unterschied zwischen Laborbefunden (Handstück) und Feldbefunden (begrenzter Gebirgsbereich) erlaubt die Übertragung der im Labor bestimmten Gesteinseigenschaften auf den Gebirgsmaßstab ohne trennflächengefügebezogene Modifikation.

Zur Bestimmung von Betrag und Richtung des In-situ-Primärspannungsfeldes am Standort Benken wurden Hydraulic-Fracturing-Messungen durchgeführt sowie die Orientierung von Bohrlochrandausbrüchen und bohrungs-induzierten Rissen bestimmt. Die Ergebnisse der Hydrofrac-Versuche in verschiedenen Gesteinshorizonten liefern Beträge für die Horizontalspannungen mit deutlichen Variationen und nichtlinearen Zunahmen mit der Tiefe. Im Opalinuston sind die Ergebnisse jedoch durch die konsistenten Resultate der Messungen für die endlagerrelevante Teufe mit einer übereinstimmenden Orientierung der maximalen horizontalen Hauptspannung eindeutig belegt.

Nach *NTB 00-01 (2001)* stellen die Ergebnisse der felsmechanischen Untersuchungen die bautechnische Machbarkeit eines geologischen Tiefenlagers im Opalinuston nicht in Frage. Die Ergebnisse zeigen eine eindeutige Abhängigkeit der Gesteinsfestigkeiten vom Wassergehalt und eine Richtungsabhängigkeit bezüglich der Schichtung. Die an den laborativen Untersuchungen abgeleiteten Gesteinsparameter werden in *Tabelle 2.2* unter Berücksichtigung der Anisotropie exemplarisch dargestellt.

Parameter (Einheiten)	Matrixparameter		Parameter für die Schichtung
Wassergehalt (%)	4,6 ± 0,7		
Dichte (kg/m³)	2520		
Verformungseigenschaften:			
Elastizitätsmodul (MPa)	11400 (parallel zur Schichtung)		5500 (senkrecht zur Schichtung)
Poisson-Zahl ν (-)	0,27		
Festigkeitseigenschaften:			
Einaxiale Druckfestigkeit σ _f (MPa)	28,0(parallel zur Schichtung)	6,1 (um 45° geneigt zur Schichtung)	30,3 (senkrecht zur Schichtung)
Zugfestigkeit (MPa)	2,7 (parallel zur Schichtung)		1,2 (senkrecht zur Schichtung)
Kohäsion c _f (MPa)	11,5 (parallel zur Schichtung)		11,4 (senkrecht zur Schichtung)
Restfestigkeit c _r (MPa)	8,0 (parallel zur Schichtung)		7,5 (senkrecht zur Schichtung)
Reibungswinkel φ _f (°)	20,1 (parallel zur Schichtung)		16,5 (senkrecht zur Schichtung)
Restreibungswinkel φ _r (°)	18,0 (parallel zur Schichtung)		12,0 (senkrecht zur Schichtung)
Dilatanzwinkel ψ (°)	-		-
Weitere geotechnische Eigenschaften			
Quelldruck (MPa)	0,6		-
Quellhebung (%)	1,1		-
Primäre Porosität (Vol.-%)	1,43 (totale Porosität)		
Primäre Permeabilität	-		
Primärspannungszustand (In-situ-Werte in 630 m Teufe)			
Vertikalspannung S _v (MPa)	15,5		
Horizontalspannung S _H (MPa)	19,7		
Horizontalspannung S _h (MPa)	14,6		

Tabelle 2.2: Tongesteinsformationen in der Schweiz – ausgewählte Materialparameter für Opalinuston (Benken) nach NTB 00-01 (2001)

Zusätzlich zu den felsmechanischen Versuchen wurde exemplarisch die Wärmeleitfähigkeit des Opalinuston für Proben mit natürlichem sowie reduziertem Wassergehalt durchgeführt. Die dabei festgestellte Richtungsanisotropie der Wärmeleitfähigkeit wird durch den Schichtenaufbau erklärt. Parallel zu den Schichtflächen bestimmen quarzreiche Lagen mit hoher Wärmeleitfähigkeit den Wärmefluss, während senkrecht zu den Schichtflächen die Wärmeleitfähigkeit durch tonreiche Lagen mit geringerer Wärmeleitfähigkeit kontrolliert wird. Weiterhin ist eine Reduzierung der Wärmeleitfähigkeit mit Abnahme des Quarzgehaltes zu verzeichnen. Die deutlich niedrigeren Wärmeleitfähigkeiten für getrocknete Proben sind durch die unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeiten von Luft und Wasser bedingt.

Opalinuston / Mont Terri

Die Beurteilung des für ein Endlager vorgesehenen Wirtsgesteins in Bezug auf seine sicherheitliche und bautechnische sowie standortbezogene Eignung erfordert ein breites Spektrum von Daten verschiedener Herkunft, NTB 02-03 (2002b). Das Untersuchungsprogramm für die Tongesteinsformation orientiert sich an dieser Forderung durch die Festlegung von zwei Schwerpunkten. Der eine Schwerpunkt betrifft die lokale geowissenschaftliche Erkundung des jeweiligen Untersuchungsgebietes mit Hilfe von Sondierbohrungen und Laboruntersuchungen an Bohrker-

nen zur Erstellung eines standortbezogenen geotechnischen Parametersatzes. Dieser Schwerpunkt ist bereits in den vorhergehenden Abschnitten für den Standort Wellenberg und die Bohrung Benken entsprechend dargestellt worden. Der andere Schwerpunkt liegt in der Erarbeitung zusätzlicher geotechnischer Daten und Erfahrungen über das Gestein Opalinuston, die sein Verhalten bei Auffahrungen und betriebstypischen Einwirkungen betreffen. Hierzu dienen insbesondere die Experimente im Felslabor Mont Terri.

Bereits Ende der 80^{er}-Jahre konnten in der Opalinuston-Teilstrecke des Pilotstollens für den Tunnel der Autobahn A16 durch den Mont Terri Beobachtungen und Untersuchungen bezüglich der Wasserführung und der felsmechanischen Eigenschaften gewonnen werden. Aus diesen Erfahrungen entstand die Idee, ein internationales Forschungs- und Entwicklungsprogramm zu etablieren, um gemeinsam die Eignung von Tongesteinen für die Entsorgung von nuklearen Abfällen zu erkunden. Dieses Forschungsprogramm wurde offiziell im Jahr 1996 begonnen. Mittlerweile sind elf Organisationen aus sechs Ländern am Projekt beteiligt.

Bild 2.3 zeigt einen geologischen Schnitt durch die Formation im Bereich der aufgefahrenen Strecken.

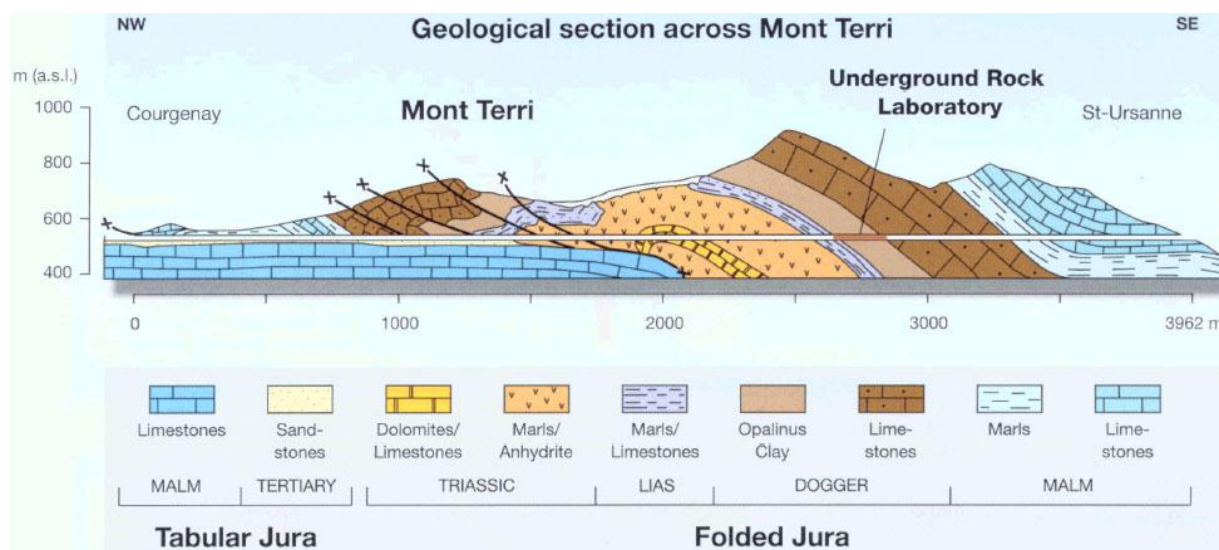


Bild 2.3: Geologische Situation im Bereich des Felslabors Mont Terri aus Martin & Lanyon (2002)

Das Untertagelabor befindet sich in einer Teufe von ca. 265 m. Untersucht werden insbesondere bau- und sicherheitstechnisch relevante Fragestellungen, die für ihre Beantwortung umfangreiche und längerfristige Experimente erfordern wie beispielsweise das Konvergenzverhalten von Stollen, die Ausdehnung und Eigenschaften von Auflockerungszonen, hydro-mechanisch gekoppelte Prozesse, thermische Einflüsse auf das Wirtsgestein, Wasser- und Gastransport, Diffusion,

Selbstabdichtung von Rissen in der Auflockerungszone, Wechselwirkung von Opalinuston mit technischen Barrieren oder messtechnische Entwicklung und Optimierung.

Die im Lauf der Jahre ermittelten mechanischen Gesteinsparameter werden in Anlehnung an *Bock (2001)* in *Tabelle 2.3* angegeben.

Parameter (Einheiten)	Matrixparameter	Parameter für die Schichtung
Wassergehalt (%)	6,1	
Dichte (kg/m³)	2540	
Verformungseigenschaften:		
Elastizitätsmodul (MPa)	10000 (parallel zur Schichtung)	4000 (senkrecht zur Schichtung)
Poisson-Zahl ν (-)	0,27	
Festigkeitseigenschaften:		
Einaxiale Druckfestigkeit σ_f (MPa)	10,0 (parallel zur Schichtung)	16,0 (senkrecht zur Schichtung)
Zugfestigkeit (MPa)	2,0 (parallel zur Schichtung)	1,0 (senkrecht zur Schichtung)
Kohäsion c_f (MPa)	2,2 (parallel zur Schichtung) 5,0(senkrecht zur Schichtung)	1,0
Restfestigkeit c_r (MPa)	-	-
Reibungswinkel φ_f (°)	25,0	23,0
Restreibungswinkel φ_r (°)	-	-
Dilatanzwinkel ψ (°)	0,0	-
Weitere geotechnische Eigenschaften		
Quelldruck (MPa)	0,6 (parallel zur Schichtung)	1,2 (senkrecht zur Schichtung)
Quellhebung (%)	1,0 (parallel zur Schichtung)	7,0 (senkrecht zur Schichtung)
Primäre Porosität (Vol.-%)	13,7	
Primäre Permeabilität (m²)	2*10 ⁻²⁰ (45° zur Schichtung)	8*10 ⁻²¹ (senkrecht zur Schichtung)
Primärspannungszustand (In-situ-Werte in 265 m Teufe)		
Vertikalspannung S_v (MPa)	6,5 (NTB 02-03 (2002b))	
Horizontalspannung S_H (MPa)	4,2 (NTB 02-03 (2002b))	
Horizontalspannung S_h (MPa)	0,6 - 4,0 (NTB 02-03 (2002b))	

Tabelle 2.3: Tongesteinsformationen in der Schweiz – ausgewählte Materialparameter für Opalinuston (Mont Terri) nach Bock (2001)

Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse Opalinuston

In dem Bericht *NTB 02-03 (2002b)* erfolgt eine Zusammenfassung und Verdichtung der Untersuchungsergebnisse im Opalinuston zu einem Datensatz, mit dessen Hilfe die Auslegungsrechnungen für die verschiedenen Untertagebauten eines geologischen Tiefenlagers im Opalinuston durchgeführt werden können (Erkundungsergebnisse der Bohrung Benken sowie der Ergebnisse aus dem Mont Terri Projekt). Der abgeleitete und in *Tabelle 2.4* dargestellte Datensatz bezieht sich auf den Opalinuston in einer Tiefe von 600 ± 50 m unter *GOK*. Die Primärspannungsdaten und die In-situ-Temperatur wurden für eine Teufe von 650 m abgeleitet.

Zusammenfassend können die felsmechanischen Eigenschaften des Wirts- und Barrierengesteins Opalinuston wie folgt formuliert werden, *NTB 02-03 (2002b)*: Die felsmechanischen Eigenschaften des Opalinuston werden weitgehend durch seine Mikrostruktur bestimmt. Von großer Bedeutung ist der Kompaktionsgrad und damit der Wassergehalt des Tonsteins. Makroskopisch äußert

sich dieser Zusammenhang u.a. durch die starke Abhängigkeit der Festigkeit vom Wassergehalt. Während das Deformationsverhalten bei hohem Wassergehalt (Sättigung) eher plastisch ist, führen geringere Wassergehalte (Teilsättigung) durch die Auswirkung von Kapillarspannungen zu einer Verfestigung des Gefüges, die sich makroskopisch in einer Abnahme der Duktilität und einer wesentlichen Erhöhung der Festigkeit auswirkt. Aus dieser Perspektive ist die wetterbedingte Austrocknung des Gesteins in den Grubenbaukonturbereichen während der Bau- und Betriebsphase ein positiver Effekt, der zur Stabilisierung des konturnahen Gebirges beiträgt. Die Grenze dieser positiven Wirkung wird allerdings dann erreicht, wenn die induzierten Kapillarspannungen so groß werden, dass sie zur Ausbildung von Schrumpfrissen führen, die dann wiederum eine rissbildungsbedingte Entfestigung des zuvor verfestigten Gesteins mit entsprechender Abnahme der Tragfähigkeit bewirken. Die nach Verschluss des Endlagers erfolgende Wiederaufsättigung der Porenräume führt aufgrund der Abnahme der Kapillarspannungen und der damit verbundenen Zunahme der Duktilität zu zeitabhängigen Deformationen und in Verbindung mit Quelldeformationen vielleicht auch zur Rissrückbildung und damit zur Selbstabdichtung des durch die Auffahrung der Untertagebauten aufgelockerten Gebirges.

Parameter (Einheiten)	Matrixparameter	Parameter für die Schichtung
Wassergehalt (%)	4,0	
Dichte (kg/m ³)	2520	
Verformungseigenschaften:		
Elastizitätsmodul (MPa)	11400 (parallel zur Schichtung)	5500 (senkrecht zur Schichtung)
Poisson-Zahl ν (-)	0,27	
Festigkeitseigenschaften:		
Einaxiale Druckfestigkeit σ_f (MPa)	28,0 (parallel zur Schichtung)	30,3 (senkrecht zur Schichtung)
Zugfestigkeit (MPa)	2,7	1,2
Kohäsion c_f (MPa)	8,6	1,9
Restfestigkeit c_r (MPa)	4,3	1,0
Reibungswinkel φ_f (°)	24,6	24,1
Restreibungswinkel φ_r (°)	24,0	22,0
Dilatanzwinkel ψ (°)	0,0	0,0
Weitere geotechnische Eigenschaften		
Quelldruck (MPa)	0,1 – 0,2	0,8 – 1,4
Quellhebung (%)	1,0 – 4,5	1,4 – 7,5
Primäre Porosität (Vol.-%)	11,4	
Hydraulische Durchlässigkeit k_f (m/s)	$1 \cdot 10^{-13}$ (parallel zur Schichtung)	$2 \cdot 10^{-14}$ (senkrecht zur Schichtung)
Primärspannungszustand (In-situ-Werte in 650 m Teufe)		
Vertikalspannung S_v (MPa)	15,9	
Horizontalspannung S_H (MPa)	22,6	
Horizontalspannung S_h (MPa)	15,1	

Tabelle 2.4: Tongesteinsinformationen in der Schweiz – ausgewählte Materialparameter für Opalinuston nach NTB 02-03 (2002b)

Erfahrungen über mehr als hundert Jahre mit Untertagebauten im Opalinuston (Tunnelbauwerke) zeigen, dass die Tunnel im Opalinuston des Faltenjura aus bautechnischer Sicht meist problem-

los realisiert werden konnten, auch bei Überlagerungen von bis zu 800 m und trotz zahlreicher Störungen im Gebirge. Bei einem Vergleich mit anderen Tunnelbauwerken müssen jeweils die unterschiedliche Ausrichtung der Gesteinsanisotropie zur Streckenachse, der Wassergehalt und die lokalen Gebirgsspannungen berücksichtigt werden. Unter Berücksichtigung dieser Abhängigkeiten sind die Beobachtungen aus anderen Untertagebauwerken (z.B. Untertagelabor Mont Terri) auf den Opalinuston des Zürcher Weinlands übertragbar.

Numerische Simulationen, die auf den felsmechanischen Kennwerten und primären Spannungen der Bohrung Benken beruhen, zeigen nach *NTB 02-02 (2002a)*, dass für die verschiedenen Hohlraumarten eines geologischen Tiefenlagers die Standsicherheit gegeben ist.

2.1.3 Erfahrungen in Frankreich

Aufgrund der beabsichtigten Endlagerung der hochradioaktiven Abfälle in Tongesteinsformationen werden in Frankreich intensive Labor- und In-situ-Untersuchungen an Tongesteinen durchgeführt. Exemplarisch werden im Folgenden zwei Standorte angesprochen sowie ausgewählte Materialparameter in den *Tabellen 2.5* und *Tabelle 2.6* im Anschluss an die textliche Beschreibung der genannten Standorte gegeben.

Erfahrungen in Bure

Am Standort Bure wird in der Tonsteinlagerstätte „*Argilite de l'Est Callovo Oxfordien*“ im *Meuse/Haute-Marne* Department ein Untertagelabor aufgefahren. Die Tonsteinlagerstätte liegt in einer Teufe zwischen 442 m und 552 m unter der Geländeoberfläche und hat eine durchschnittliche Mächtigkeit von ca. 130 m. Für diese Tongesteinsformationen wird eine primäre Permeabilität von $k < 10^{-20} \text{ m}^2$ genannt. Im Hangenden und Liegenden stehen verhältnismäßig gering durchlässige Kalksteinformationen an. Vom geomechanischen Standpunkt aus gesehen kann die Tongesteinsformation in fünf Schichten mit entsprechend unterschiedlichen geomechanischen Eigenschaften unterteilt werden. Diese Unterschiede ergeben sich im wesentlichen aus den In-situ-Untersuchungsergebnissen in Bohrlöchern sowie aus der Bestimmung der physikalischen und mechanischen Eigenschaften an Prüfkörpern. Die für die Untersuchungen relevante Gesteinsschicht besteht mineralogisch zu 50-60 % aus Quarz und Calzit sowie zu 40-45 % aus Tonmineralen, im Wesentlichen aus Illit und Smectit, sowie aus weiteren Mineralen mit geringen Anteilen.

Das Untertagelabor befindet sich in einer Teufe von 490 m und ist durch zwei Schächte mit der Oberfläche verbunden. Um die horizontale Ausdehnung der Gesteinsformation erkunden zu können, sollen zwei horizontale Strecken, eine aufwärtsgerichtet und eine abwärtsorientiert, aufgefahren werden.

Der Bericht *ANDRA RP ADS 99-01* enthält eine Zusammenstellung von allen im Lauf der Zeit durchgeführten In-situ-Untersuchungen sowie Laborversuchen zur Ermittlung von geologisch und geomechanisch relevanten Daten zur Erstellung eines endlagerbezogenen Eingabedatensatzes zur numerischen Modellierung im Rahmen der Standortsicherheitsanalyse.

Um den Effekt der Austrocknung auf das mechanische Verhalten intensiver analysieren zu können, wurden zahlreiche hydro-mechanisch gekoppelte Tests durchgeführt. Das elastische Verhalten des Materials ist nachweislich abhängig von dem Grad der Sättigung und somit vom Wassergehalt der Gesteine. Das zeitabhängige Verformungsverhalten war ebenfalls Gegenstand der durchgeführten Untersuchungen. Es wurde festgestellt, dass der Tonstein auch unter ungesättigten Bedingungen ein deutliches Kriechverhalten zeigt, *Su (2003)*. Dabei ist der Einfluss des anisotropen Gesteinsaufbaus ebenso relevant wie die äußeren Temperatureinflüsse während der Versuchsdurchführung.

Bild 2.4 zeigt in einer generellen Darstellung die Konfiguration des am Standort Bure aufgefahrenen Untertagelabors.

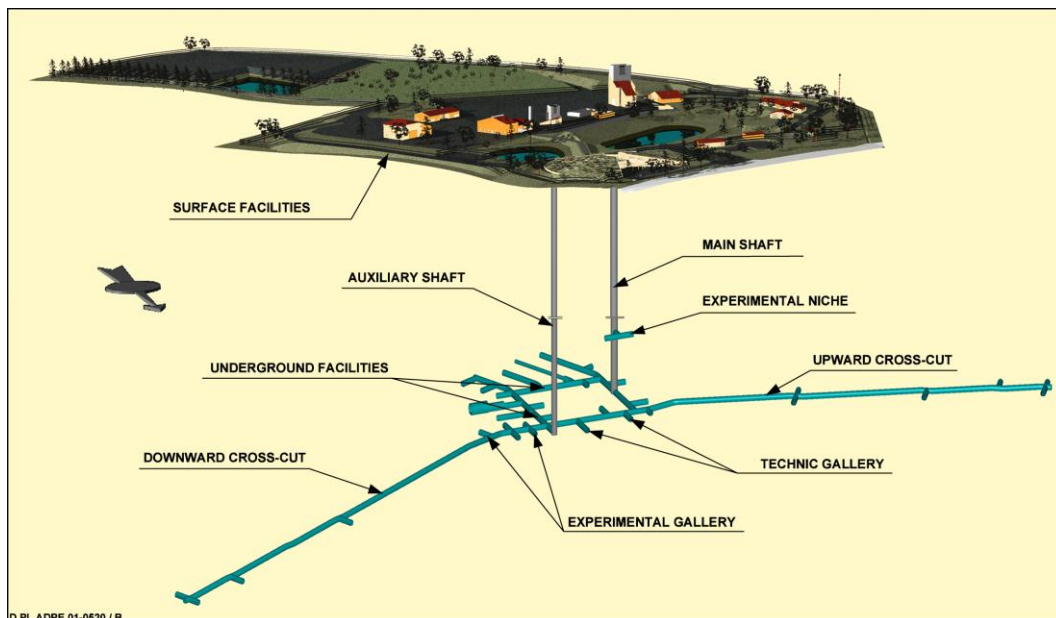


Bild 2.4: Schematischer Überblick des Untertagelabors in Bure, Su (2003)

Weiterführende Arbeiten sind im Rahmen des *Dossier (2005)* realisiert worden.

In *Tabelle 2.5* werden die entsprechenden geomechanischen Parameterwerte für den endlagerrelevanten Bereich zusammengestellt.

Parameter (Einheiten)	Matrixparameter	Parameter für die Schichtung
Wassergehalt (%)	6,7	
Dichte (kg/m ³)	2420	
Verformungseigenschaften:		
Elastizitätsmodul (MPa)	4900	
Poisson-Zahl ν (-)	0,3	
Festigkeitseigenschaften:		
Einaxiale Druckfestigkeit σ _f (MPa)	26,0	
Zugfestigkeit (MPa)	2,6	
Kohäsion c _f (MPa)	4,5	
Restfestigkeit c _r (MPa)	2,4	
Reibungswinkel φ _f (°)	15,0	
Restreibungswinkel φ _r (°)	12,0	
Dilatanzwinkel ψ (°)	-	
Weitere geotechnische Eigenschaften		
Quelldruck (MPa)	-	
Quellhebung (%)	-	
Primäre Porosität (Vol.-%)	14,0	
Primäre Permeabilität (m ²)	1*10 ⁻¹⁹	
Primärspannungszustand (In-situ-Werte in 460 m Teufe)		
Vertikalspannung S _V (MPa)	12,0	
Horizontalspannung S _H (MPa)	12,0	
Horizontalspannung S _h (MPa)	12,0	

Tabelle 2.5: Tongesteinsformationen in Frankreich – ausgewählte Materialparameter für Tongestein am Standort Bure nach ANDRA RP ADS 99-01

Erfahrungen in Tournemire

Im Rahmen der beabsichtigten Endlagerung radioaktiver Abfälle in Sedimentformationen in Frankreich werden begleitend zu den Untersuchungen am Standort Bure seit Anfang der 90^{er}-Jahre Labor- und In-situ-Untersuchungen an Tongesteinen der Tournemire-Formation bei Aveyron durch das IRSN durchgeführt. Über einen 100 Jahre alten Eisenbahntunnel ist die Tonformation in 270 m Teufe aufgeschlossen. Sie besitzt eine durchschnittliche Mächtigkeit von 250 m und wird im Hangenden und im Liegenden von Kalksteinschichten begrenzt. 1996 wurden in der Tunnelmitte zwei querschläbig horizontal vom Tunnel abgehende 30 m lange Strecken für In-situ-Experimente aufgefahen. Weiterhin wurden vertikale Kernbohrungen abgeteuft, um umfangreiche laborative Untersuchungen an Bohrkernmaterial bezüglich der Abhängigkeit der mechanischen Festigkeitseigenschaften des Tonsteins vom Sättigungsgehalt bzw. bei Variation des Wassergehalts durchzuführen. Die Ergebnisse zeigen eine eindeutige Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften des Tongesteins von dem Prozess der Entsättigung in Verbindung mit der anisotropen Gefügeausbildung. *Bild 2.5* zeigt die geologische Situation am Standort Tournemire.

Von der *GRS* sind erste In-situ-Untersuchungen vor dem Hintergrund durchgeführt worden, dass durch Auffahrung und Bewetterung eines Tunnels bzw. eines Grubenbaus eine begrenzte Entfeuchtung des Gebirges stattfindet, ähnlich wie sie auch in der Umgebung von Endlagerstrecken im Tonstein zu erwarten ist. Die Messungen sollten darüber Aufschluss geben, inwieweit eine derartige Entsättigung zu einer Erhöhung der Gesteinsdurchlässigkeit führt. Bei dem Experiment wurde aus einem speziellen Bohrloch, das zum Tunnel hin luftdicht verschlossen war, die eintretende Gebirgsfeuchte mittels Ventilation abgeführt. Die räumlichen und zeitlichen Entsättigungsvorgänge wurden von der *GRS* dabei mit gleichstromgeoelektrischen Messverfahren untersucht. Zumindest mit der gewählten Auslegung im Technikumsmaßstab konnte wider Erwarten in dem 3-jährigen Versuch weder eine Austrocknung noch eine damit gekoppelte Permeabilitätserhöhung des Gebirges nachgewiesen werden, *GRS (2001)*.

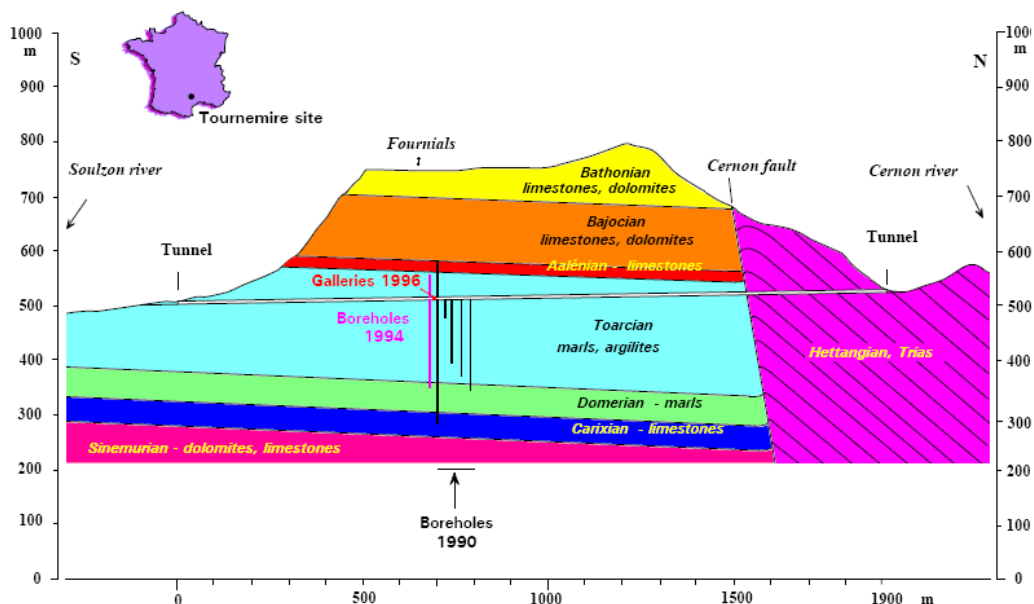


Bild 2.5: Geologische Situation am Standort Tournemire, Cabrera et al. (1999)

Im Jahr 2003 wurde zu Forschungszwecken ein weiterer Stollen aufgeföhren, um unter dem Stichwort 'mine by test' Experimente zur Charakterisierung der *EDZ* durchführen zu können, *IRSN 04-30 (2004)*.

Somit stehen am Standort Tournemire Daten über die Entwicklung der Auflockerungszone aus drei verschiedenen Zeitepochen zur Verfügung und zwar

- (1) der ursprüngliche Tunnel selbst, der um die Jahrhundertwende aufgeföhren und mit Mauerwerk ausgebaut worden ist,
- (2) zwei ca. 30 m lange, senkrecht zu dem ursprünglichen Tunnel im Jahr 1996 aufgeföhrene Strecken (Querstollen)

sowie

- (3) die im Jahr 2003 ebenfalls senkrecht zu dem ursprünglichen Tunnel aufgefahrene und ca. 40 m lange “*main gallery*“.

Die zeitliche Entwicklung der *EDZ* wird derzeit wissenschaftlich im Rahmen des *DECOVA-LEX-THMC* Projektes analysiert, *Rejeb & Cabrera (2004)*, *Rejeb et al. (2007)*.

In *Tabelle 2.6* werden die entsprechenden geomechanischen Parameterwerte für den Standort Tournemire zusammengestellt.

Parameter (Einheiten)	Matrixparameter	Parameter für die Schichtung
Wassergehalt (%)	1 – 5	
Dichte (kg/m ³)	2700	
Verformungseigenschaften:		
Elastizitätsmodul (MPa)	E ₁ = 27680, E ₂ = 9270, G ₁₂ = 3940	
Poisson-Zahl ν (-)	ν ₁ = 0,17, ν ₂ = 0,20	
Festigkeitseigenschaften:		
Einaxiale Druckfestigkeit σ _f (MPa)	13,0 – 32,0	
Zugfestigkeit (MPa)	3,6	
Kohäsion c _f (MPa)	6,7 – 10,8	
Restfestigkeit c _r (MPa)	1,4	
Reibungswinkel φ _f (°)	20,0	
Restreibungswinkel φ _r (°)	-	
Dilatanzwinkel ψ (°)	-	
Weitere geotechnische Eigenschaften		
Quelldruck (MPa)	0,5	
Quellhebung (%)	-	
Primäre Porosität (Vol.-%)	6 – 9	
Primäre Permeabilität (m ²)	1*10 ⁻²⁰ - 1*10 ⁻²²	
Primärspannungszustand (In-situ-Werte in 250 – 270 m Teufe)		
Vertikalspannung S _V (MPa)	3,8	
Horizontalspannung S _H (MPa)	4,0	
Horizontalspannung S _h (MPa)	2,1	

Tabelle 2.6: Tongesteinsformationen in Frankreich – ausgewählte Materialparameter für Tongestein am Standort Tournemire, Rejeb et al. (2006)

2.1.4 Erfahrungen in Deutschland

(a) Standort Schacht Konrad

In der Bundesrepublik Deutschland wurde nach der aus Wirtschaftlichkeitsgründen erfolgten Einstellung der Erzförderung die Eignung der Schachanlage Konrad für die Endlagerung radioaktiver Abfälle seit Oktober 1976 untersucht, *BfS (1992)*. Die weiträumige Eisenerzlagstätte ist Teil eines Systems von Salzstockrandsenken, deren erzführender Bereich sich über eine Länge von etwa 60 km von Salzgitter-Hallendorf bis in das Gebiet von Vorhop, nördlich von

Gifhorn, erstreckt. Das Erzvorkommen ist zwischen etwa 800 m und 1300 m Tiefe aufgeschlossen. Wesentliche Merkmale für das Eisenerzbergwerk Konrad sind dabei die Lage des Eisenerzhorizontes in großer Tiefe und die gute Abdichtung gegen oberflächennahes Grundwasser durch ein überwiegend aus Ton- und Mergelsteinen aufgebautes Deckgebirge. Für die Untersuchung der Barriereigenschaften des Deckgebirges und möglicher wasserführender Schichten im Hangenden und Liegenden des Erzlagers wurde eine Tiefbohrung in der Nähe des Schachtes Konrad 2 niedergebracht. Die Bohrung mit der Bezeichnung Konrad 101 lieferte bis zu ihrer Endteufe bei 1001,75 m ein geologisches Profil von der Tagesoberfläche durch das Deckgebirge bis in das Liegende des Erzlagers. *Bild 2.6* zeigt die geologische Situation am Standort Schacht Konrad.

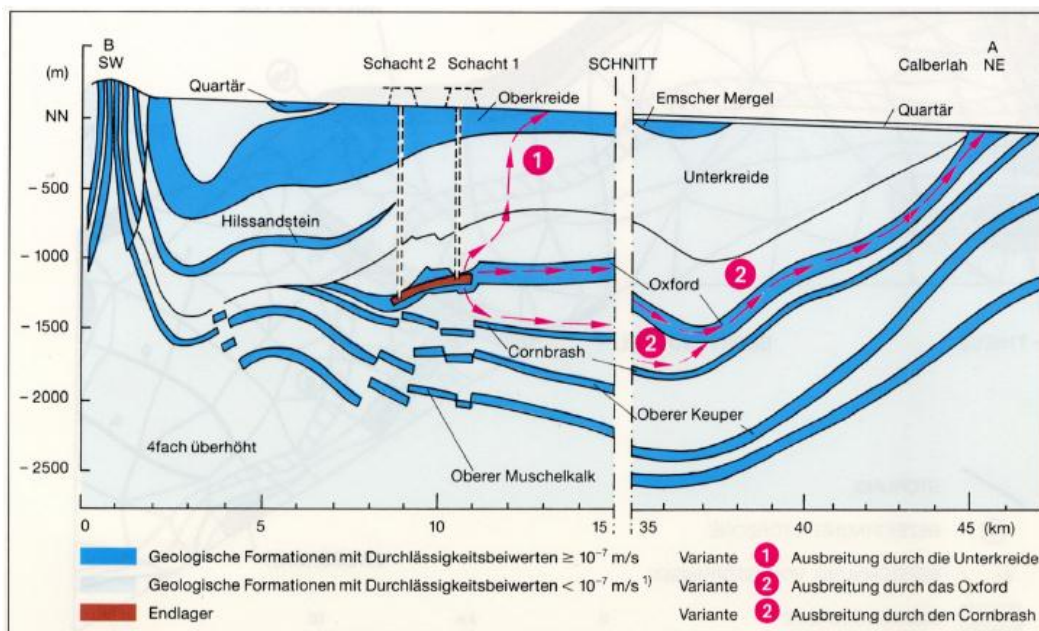


Bild 2.6: Geologische Situation am Standort Schacht Konrad Müller-Hoeppel et al. (2005)

Im Rahmen der Erarbeitung der Planfeststellungsunterlagen sind für die durch die Schachthanlage Konrad aufgeschlossenen Gesteinshorizonte geomechanische Untersuchungen durchgeführt worden. Grundlegende Ergebnisse werden im Folgenden exemplarisch dargestellt. Für das Endlager Konrad sind die bautechnische Machbarkeit und die Standsicherheit in einem großmaßstäblichen Feldversuch nachgewiesen worden. Dazu ist nach *BGR (1991)* im Feld 5/1 der Schachthanlage ein aus drei parallelen Einlagerungskammern und einer darüber liegenden Abwetterstrecke mit dazugehörigen Abwetterbohrlöchern bestehendes Streckensystem aufgeföhren worden. Mit der Herstellung des für die geplanten Einlagerungskammern repräsentativen Streckensystems und mit der Durchführung begleitender geotechnischer Messungen und gebirgsmechanischer Berechnungen wird sowohl die Standfestigkeit der zwischen den Strecken

befindlichen Gebirgsfesten als auch die betriebssichere Offenhaltung der Strecken für mehrere Jahre nachgewiesen. Ein tragender Ausbau ist nicht vorgesehen. Die Kontursicherung erfolgt durch eine Systemankerung mit Maschendrahtverzug.

Aus den für die Schachthanlage Konrad zur Verfügung stehenden Untersuchungsberichten zum Versuchsfeld 5/1 und zum Tragverhalten des Grubengebäudes bzw. weiterer Erkundungsorte werden nachfolgend die hier relevanten Erkenntnisse / Befunde skizziert, *BGR (1991)*:

Die parallelen Strecken befinden sich stratigraphisch überwiegend im Unteren Lager des Mittleren Korallenoolith. Die Gesteine bestehen aus Eisenoolithen und eisenerzführenden Kalkoolithen mit Wechselfolgen von Tonmergelsteinen und Kalkoolithlagen. Das angetroffene Trennflächengefüge setzt sich aus vorwiegend N-S- und weniger häufig E-W-streichenden Klüften und Störungen zusammen und schneidet die Streckenachse verlaufsabhängig unter Winkeln von 30° bis 45° bzw. unter 70° bis 85°. Streckenparallele Klüfte oder Störungen sind nicht angetroffen worden. Wasserzutritte im Unteren Lager waren vorwiegend auf N-S-gerichteten Trennflächen zu beobachten. Die austretenden geringen Wassermengen versiegten bald nach dem Anschlagen. Die Primärspannungsmessungen im Feld 5/1 ergaben für die subvertikal orientierten Spannungen Werte zwischen 18,0 MPa und 24,5 MPa mit einem Mittelwert von 21,0 MPa, der ca. 13 % über der sich aus dem Druck der überlagernden Gebirges ergebenden theoretischen Vertikalspannung von 18,6 MPa liegt. Die annähernd horizontal gerichteten minimalen Spannungswerte der Messungen liegen zwischen 12,0 MPa und 17,6 MPa. Hieraus ergibt sich ein mittlerer Seitendruckwert von $K_0 = 0,7$. Die Messungen der Spannungsänderungen während der Auffahrung der Versuchsstrecken ergaben teilweise deutliche Spannungserhöhungen in der Firste und in den Stößen, die jedoch nach einigen Wochen weitgehend zum Stillstand kamen. Die größte Spannungserhöhung im Streckennahbereich erfolgte in der bankrechten Spannungskomponente. Auffahrungsbedingte Spannungsänderungen traten bereits vor Durchfahrung der Messlokation und vor der messbaren Änderung von Verformungen in den Bohrungen der Messquerschnitte auf.

Die Ergebnisse der Lageänderungsmessungen in vier angeordneten Messquerschnitten haben gezeigt, dass zu keinem Zeitpunkt innerhalb des Beobachtungszeitraums Verformungen beobachtet wurden, die eine Gefährdung der Standsicherheit der Festen und damit des Streckensystems zur Folge gehabt hätten. Die zeitlichen Konvergenzverläufe aller Messstationen in Verbindung mit den Untersuchungsergebnissen der Lageänderungsmessungen weisen darauf hin, dass eine Beeinträchtigung der Standsicherheit der Strecken auch bei längerem Offenstehen nicht zu erwarten ist. Dieses Ergebnis steht im Einklang mit den Ergebnissen der im Plan Konrad enthal-

tenen gebirgsmechanischen Berechnungen, die die Tragfähigkeit der Feste bei dem geplanten Kammer-Feste-Verhältnis als gegeben ausweisen. Im Hinblick auf die längerfristige Offenhaltung von Kammern mit ca. 40 m² Querschnittsfläche sollten betriebliche Streckenunterhaltungsmaßnahmen (Konturberaubung) nicht unberücksichtigt bleiben.

Im Rahmen einer umfassenden Überarbeitung der bisher veröffentlichten Prüfberichte und Laborergebnisse wurde von der DBE für die Schachanlage Konrad ein geomechanisches Normalprofil erstellt, in dem für die einzelnen Gesteinsformationen die geologische Beschreibung sowie die festigkeitsbezogenen Gesteinsparameter zusammengefasst und als Mittelwerte unter Angabe der erhaltenen Bandbreiten dargestellt werden. In *Tabelle 2.7* werden exemplarisch Daten für die Formationen Malm und Dogger angegeben, DBE (1998).

Parameter (Einheiten)	Malm	Dogger
Wassergehalt (%)	-	
Dichte (kg/m ³)	2400	
Verformungseigenschaften:		
Elastizitätsmodul (MPa)	29900	12780
Poisson-Zahl ν (-)	0,27	
Festigkeitseigenschaften:		
Einaxiale Druckfestigkeit σ _f (MPa)	35,0 – 42,0	-
Zugfestigkeit (MPa)	3,1	-
Kohäsion c _f (MPa)	8,3	10,8
Restfestigkeit c _r (MPa)	2,4	2,8
Reibungswinkel φ _f (°)	48,4	27,1
Restreibungswinkel φ _r (°)	40,1	27,1
Dilatanzwinkel ψ (°)	-	-
Weitere geotechnische Eigenschaften		
Quelldruck (MPa)	-	-
Quellhebung (%)	-	-
Primäre Porosität (Vol.-%)	-	
Hydraul. Durchlässigkeit k _f (m/s)	-	
Primärspannungszustand (In-situ-Werte in 800-1000 m Teufe)		
Vertikalspannung S _V (MPa)	21,0	
Horizontalspannung S _H (MPa)	17,6	
Horizontalspannung S _h (MPa)	12,0	

Tabelle 2.7: Tongesteinsformationen in Deutschland – ausgewählte Materialparameter für Schacht Konrad nach DBE (1998)

Ergänzend wird angemerkt, dass in den letzten Jahren von der BGR das Fachinformationssystem *BETTON* (Barrierewirksame Eigenschaften von Ton und Tonstein) für den Bereich der Tonforschung im Rahmen der Endlagerforschung als Werkzeug für die Standortauswahl von Deponien oder für die technologische Nutzung von Ton und Tonstein in Deutschland entwickelt worden ist. Die Datenbank soll die zu einer Lokation bekannten Daten schnell und umfassend zur Verfügung stellen. Weitere Informationen sind bei Gerardi (2005) zu finden.

(b) Generische Untersuchungen (GEIST)

Entsprechend den Ausführungen in *Abschnitt 1.1* sind ausgehend von den geotektonischen Verhältnissen in Deutschland von *DBE (2007)* zwei unterschiedliche Geosystemtypen entwickelt und hinsichtlich geomechanisch relevanter Eigenschaften zahlenmäßig charakterisiert worden, die die Mindestanforderungen des *AkEnd* erfüllen und die mit Nord 1 und Süd 1 bezeichnet worden sind.

Dabei wird u.a. davon ausgegangen, dass der einschlusswirksame Gebirgsbereich in einem Teufenbereich zwischen $z = 300$ m bis $z = 1500$ m liegen und eine Mindestmächtigkeit von 100 m aufweisen sollte.

In *Bild 2.7* sind die gebirgsmechanischen Grundlagen für die erarbeiteten Referenz-Endlagerformationen Nord 1 und Süd 1 zusammengestellt. Diese Referenz-Endlagergeosysteme sollen im Rahmen von weiteren Forschungs- und Entwicklungsarbeiten einem generischen Vergleich potentieller Endlagerstandorte zugrunde gelegt werden.

Modellgebiet Nord 1	Modellgebiet Süd 1
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Hedberger-Mergel, Mittlere Apt ▪ Referenzteufenlage: 300-400m ▪ Kreisförmiger Streckenquerschnitt mit einem Radius von $r = 4$ m ▪ Primärspannungszustand in 400m Teufe: $P_V = 10,08$ MPa ($\gamma = 2520$ kg/m³) ▪ Seitendruckbeiwert $K_{0x} = K_{0y} = 1,0$ ▪ Temperaturgradient $38,0$ mK/m \Rightarrow $8,0^\circ\text{C} + 38$ mK/m \cdot 400 m = $23,2^\circ\text{C}$ ▪ Horizontaler Schichtflächenverlauf ▪ Mechanische Parameter: <ul style="list-style-type: none"> - $E_V = 4000$ MPa - $\nu = 0,35$ - $c_M = 8,6$ MPa / $c_J = 6,4$ MPa - $\varphi_M = 30,8^\circ$ / $\varphi_J = 24,9^\circ$ 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Opalinuston, Dogger ▪ Referenzteufenlage: 700-850m ▪ Kreisförmiger Streckenquerschnitt mit einem Radius von $r = 4$ m ▪ Primärspannungszustand in 800m Teufe: $P_V = 20,16$ MPa ($\gamma = 2520$ kg/m³) ▪ Seitendruckbeiwert $K_{0x} = 1,34$, $K_{0y} = 0,96$ ▪ Temperaturgradient 35-45 mK/m ▪ Schichtflächen unter 6° einfallend in Streckenlängsrichtung (y-Achse) ▪ Mechanische Parameter: <ul style="list-style-type: none"> - $E_V = 7000$ MPa - $\nu = 0,27$ - $c_M = 8,6$ MPa / $c_J = 1,9$ MPa - $\varphi_M = 24,6^\circ$ / $\varphi_J = 24,1^\circ$

Bild 2.7: Gebirgsmechanische Grundlagen zu Referenz-Endlagerformationen Nord 1 und Süd 1 nach DBE (2007)

Arbeiten zu Auswirkungen einer Temperaturerhöhung auf die Auslegung geotechnischer Barrieren, die Stabilität von Einlagerungsstrecken und die Materialeigenschaften von Tonsteinformationen sind im Rahmen *DBE (2006)* dokumentiert worden.

2.2 Internationaler Kenntnisstand – Schlussfolgerungen und Erkenntnisse für weiterführende Arbeiten

Grundlage für die Durchführung von Sicherheitsanalysen für Endlager ist u.a. die verlässliche rechnerische Prognose des Gebirgsverhaltens unter den zu erwartenden technogenen Einwirkungen, z.B. infolge der Auffahrung und Offenhaltung von Grubenbauen, der Ablagerung von Abfällen, dem Bau von geotechnischen Barrieren, dem Versatz von Grubenbauen. Dazu gehören insbesondere das Festigkeits- und Deformationsverhalten sowie die hydraulischen Eigenschaften des jeweiligen Gesteins, da aus diesem Verhalten bzw. diesen Eigenschaften u.a. Spannungsumlagerungen mit Entfestigung und die Ausbildung einer Sekundärpermeabilität sowie Änderungen des hydraulischen Potentialfeldes resultieren.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass das Festigkeitsverhalten von Tongestein in Abhängigkeit von der Spannungsgeometrie zunächst qualitativ ähnlich ist zu dem Festigkeitsverhalten von Steinsalz. Es unterscheidet sich allerdings nachhaltig durch seine Abhängigkeit vom Porenwasserdruck und Porenwassergehalt (Sättigungsgrad), der im Salzgebirge in dieser Ausprägung und Auswirkung nicht vorhanden ist und deshalb keine explizite Bedeutung hat, dem im Tonsteingebirge hinsichtlich des Tragverhaltens des Gesteins / des Gebirges aber eine Schlüsselrolle zufällt.

Im Rahmen der Kontinuumsmechanik (*KM*) wird davon ausgegangen, dass das Material (hier: Gestein, Gebirge) unter der einwirkenden Beanspruchung (mechanisch, thermisch, hydraulisch) keine Veränderungen seiner Struktur durch Rissbildungen erfährt. Rissbedingte Versagenszustände sind durch externe Kriterien bzw. Grenzwerte spannungs- oder deformationsbezogen zu identifizieren. Dagegen wird in einem Stoffmodell auf der Grundlage der Continuum-Damage-Mechanik (*CDM*) die Materialschädigung (Schädigungsintensität) durch eine interne Variable, den Damage-Parameter D , charakterisiert. Die Schädigung des Gesteinsgefüges durch Rissbildungen führt simultan zu einer Veränderung der physikalischen Eigenschaften des Materials, so dass als Maß für die Schädigungsintensität die während des Versuchs messbare Veränderung der einen oder anderen physikalischen Größe herangezogen werden kann. So werden als Damage-Parameter z.B. die 'effektive Spannung' (Belastung/effektive Fläche), der effektive E -Modul, die Volumenverformung, die Volumenänderungsarbeit, die tertiäre Verformung, die Dichte, die P -Wellengeschwindigkeit oder die akustische Emission vorgeschlagen, *Lemaitre (1992)*, *Kachanov (1986)*. In *Chan et al. (1995)* und in *Popp et al. (2001)* wird die S -Wellengeschwindigkeit als der am geeignetsten erscheinende physikalische Parameter zur Charakterisierung der Schädigung empfohlen. Angesichts dieser Vielzahl von Möglichkeiten könnte auch die Permeabilität ein vermessbarer und vielleicht sogar optimaler Damage-Parameter sein, da sie mit der Dilatanz

(Auflockerung) und der Ausbildung von Mikrofissuren sehr eng zusammenhängt und da sie darüber hinaus ein Maß für die Bewertung der Gebirgsintegrität unter Bergbaueinwirkungen im Rahmen der hier später relevanten Sicherheitsnachweise darstellt. Sie ist deshalb also ohnehin bei der Planung von Abdichtungsbauwerken bzw. bei Integritätsnachweisen für die geologische Barriere zu ermitteln.

Hier wird als Maß für die Schädigung die Dilatanz mit

$$D \approx \varepsilon_{vol} \quad (2.1)$$

bzw. nach *Kachanov (1986)* und *Chan et al. (1995)* eine Kombination aus Dilatanz und Ultraschallwellenausbreitungsgeschwindigkeit mit

$$D = 1 - \frac{1}{1 - \varepsilon_{vol}} \cdot \left(\frac{v_p}{v_{p0}} \right)^2 \quad \text{bzw.} \quad D = 1 - \frac{1}{1 - \varepsilon_{vol}} \cdot \left(\frac{v_s}{v_{s0}} \right)^2. \quad (2.2)$$

angesetzt. Deutlich wird damit, dass erst dann, wenn die Grundlagendaten zum mechanisch-hydraulischen Verhalten beschafft worden sind und in ihren charakteristischen Zahlenwerten und Abhängigkeiten für relevante Tongesteine erkannt sind, versucht werden kann, in einem weiteren Schritt das Konzept für die (thermisch-) hydraulisch-mechanische Kopplung auf Tongesteine anzuwenden.

3 Identifizierung und laborative Ermittlung von Kennwerten zu grundsätzlichen gebirgsmechanischen Materialeigenschaften von Tongesteinsformationen

3.1 Vorbemerkungen zu gebirgsmechanisch relevanten Materialeigenschaften

Umfangreich dokumentierte Erfahrungen mit dem Tragverhalten von Grubenbauen (Strecken, Kammern) und Bohrlöchern im Tonsteingebirge sowie Ansätze zur physikalischen Modellierung als Grundlage für die numerische Simulation liegen international bereits vor, siehe *Abschnitt 2*. Hinsichtlich der Funktionalität des Tonsteingebirges sind zu unterscheiden

- (1) die Einlagerungsgrubenräume mit Standzeiten von Jahren mit den Nahfeldbereichen zu den abgelagerten Abfällen, gekennzeichnet durch die in Metallbehältnissen verpackten oder in eine Glasmatrix eingeschmolzenen wärmeentwickelnden Abfälle (z.B. abgebrannte Brennelemente, Abfälle aus der Wiederaufbereitung), einen möglichst vollständigen Resthohlraumversatz aus z.B. Bentonit (Granulat, Formsteine), um neben der Stabilisierung des Gebirges ein z.B. bezogen auf die Metallkorrosion günstiges geochemischen Milieu zu schaffen und das umgebende Gebirge,
- (2) die weiteren Grubenbaue (z.B. Infrastrukurstrecken, Schächte) im Tonsteingebirge, die längerfristige Standzeiten aufweisen im Bereich von Jahrzehnten, in denen Damm- und Verschlusskonstruktionen errichtet werden (geotechnische Barrieren) und die ebenfalls rückbauartig versetzt werden sowie
- (3) das bis auf die Schachtdurchörterungen unverritzte Tonsteingebirge, das langfristig über Jahrhunderttausende als einschlusswirksamer Gebirgsbereich und geologische Barriere den Wasserzutritt in das Endlager bzw. den Austritt kontaminierter Wässer auf das unvermeidliche Mindestmaß begrenzen soll.

Aus dieser Differenzierung wird deutlich, dass das Tonsteingebirge als Wirts- und Barrierengestein im Bereich des Endlagers unterschiedliche Funktionen zu erfüllen hat und unterschiedlichen Einwirkungen ausgesetzt ist. Da die intensivsten Beanspruchungen und physikochemischen Reaktionen aufgrund der Wärmefreisetzung (Erwärmung, Abkühlung) im Nahfeld der abgelagerten Abfälle zu erwarten sind und dort auch die Radionuklidfreisetzungsprozesse wirksam werden, ist dieser stofflich und einwirkungsbezogen sehr komplexe Bereich bereits intensiv untersucht worden, aus geotechnischer Sicht insbesondere im Hinblick auf das Bentonitverhalten unter mechanischer Beanspruchung, Wärmeeinwirkung und Ent- bzw. Re-Sättigung, z.B. *Alonso (2000)*.

Methodisch wird dabei so vorgegangen, dass zunächst die relevanten thermischen, hydraulischen, geomechanischen und geochemischen Prozesse identifiziert werden und dann jeweils für sich und nachfolgend in ihren jeweiligen Wechselwirkungen quantitativ beschrieben werden. Zur Validierung dieser Nahfeldmodelle sind auch bereits Feldexperimente durchgeführt worden, z.B. *Matray & Coste (2003)*, *Plötze et al. (2005)*.

In *Bild 1.2* sind bereits plakativ die Interpedenzen in Anlehnung an *Cosenza & Ghorechy (1994)* dargestellt worden.

In Deutschland sind die physiko-chemische Modellierung und die numerische Simulation hinsichtlich der Prozessbeschreibung den bisherigen Erfordernissen der Endlagerung im Salinargebirge entsprechend auf thermo-geomechanische und (stark vereinfachte) geohydraulische Prozesse begrenzt worden und diese eher getrennt behandelt worden und nicht auch auf eine vollständige *THMC*-Kopplung ausgerichtet gewesen, da bislang nicht vorgesehen war, Wärme entwickelnde Abfälle im Tongestein endzulagern und Tone auch nicht als Versatzmaterial vorgesehen waren.

Mit der Erweiterung der Blickrichtung von Steinsalz auch auf andere Wirts- und Barrierengesteine ändern sich die diesbezüglichen Erfordernisse erheblich. Im Rahmen des vom *AKEnd* entwickelten und an sicherheitlichen Aspekten orientierten Standortauswahlverfahrens sind vornehmlich die nachstehenden Bewertungen vorzunehmen:

- Standortbewertung aus geohydraulischer Sicht,
- Standortbewertung aus geotechnischer Sicht (bautechnische Machbarkeit),
- Standortbewertung aus langzeitsicherheitlicher Sicht (Isolationspotential bzw. Freisetzungsmöglichkeiten auf der Grundlage von Sicherheitsanalysen).

Damit wird deutlich, dass bereits ein (vergleichendes) Standortbewertungsverfahren umfangreiche Kenntnisse zum physiko-chemischen Verhalten der Wirts- und Barrierengesteins erfordert. Dazu müssen sowohl die relevanten Eigenschaften und Prozesse bekannt und quantifizierbar sein wie auch experimentelle und messtechnische Verfahren zur Verfügung stehen, um einerseits die erforderlichen Prozessabläufe und Kennwerte zu ermitteln und andererseits physiko-chemische Modelle validieren zu können.

Es ist nicht schwer nachzuvollziehen, dass bei zunächst als grundsätzlich für die Endlagerung geeignet anzusehenden Standortverhältnissen die nachhaltigen Veränderungen der geogenen Situation zunächst durch die Auffahrung und Offenhaltung der bergbaulichen Hohlräume (Schächte, Strecken, Ablagerungskammern) bedingt sind, später dann auch durch die thermi-

schen Einwirkungen aus den abgelagerten Abfällen. Der technogene Eingriff in die geomechanischen und geohydraulischen Verhältnisse am Standort induziert Spannungsänderungen und Deformationen im Gebirge sowie Porenwasserdruck- und Permeabilitätsänderungen, die insbesondere in nachteiliger Weise Einfluss nehmen auf die mechanische und hydraulische Qualität des Gebirges durch Mikro- bzw. Makro-Rissbildungen. Folgen sind u.a. eine Abnahme der Gebirgstragfähigkeit und bedingt durch zusätzliche Wegsamkeiten eine Zunahme der Gebirgspermeabilität.

Vor diesem Hintergrund wird verständlich, dass in *Bild 1.2* die geomechanischen Eigenschaften und Prozesse in den Mittelpunkt der Betrachtungen gestellt sind und von hier ausgehend zunächst die Wechselwirkungen zur Geohydraulik und dann nachfolgend zur Geothermik und zur Geochemie zu behandeln sind. Darüber hinaus sind auch relevante Wechselwirkungen ohne Beteiligung der Geomechanik denkbar wie thermisch beeinflusste geochemische Prozesse (z.B. verstärkte Auf- und Umlösungsprozesse) oder geochemisch beeinflusste hydraulische Prozesse (z.B. Sekundärmineralisationen).

Im Mittelpunkt dieser Arbeit stehen daher die geomechanischen Prozesse und ihre Modellierung sowie numerische Simulation, die aber ohne enge Verbindung zu den geohydraulischen Prozessen und deren Einbeziehung nicht hinreichend realitätsnah zu beschreiben sind.

Weiterhin steht im Mittelpunkt der nachfolgenden Untersuchungen das Tonsteingebirge mit seinem Trag- und Abdichtverhalten, nicht aber das Ablagerungsnahfeld mit den abgelagerten Abfällen und dem Bentonitversatz.

Aus den internationalen Untersuchungen kann generalisierend ersehen werden, dass in physikalischen Modellen, die auf numerische Simulationen zum Tragwerks- und Barrierenverhalten ausgerichtet sind und daher eine hinreichend umfassende Abbildung des Materialverhaltens von Tongesteinen erfordern, folgende grundsätzliche Eigenschaften mindestens zu integrieren sind:

- elastische, plastische und viskose Deformationen (isotrop, anisotrop),
- Bruch- und Restfestigkeiten,
- Dilatanzfestigkeit und dilatante Deformationen,
- Verformbarkeit und Festigkeit sowie Permeabilität auf Schicht- bzw. Schieferungsflächen (modifiziert gegenüber Matrix),
- Abhängigkeit der Materialeigenschaften vom Wassergehalt,
- Abhängigkeit der Materialeigenschaften vom Porenwasserdruck,

- mechanische Wirkung des Porenwasserdrucks,
- Abhängigkeit der Materialeigenschaften von der Temperatur,
- (Quellverhalten.)

Ein mechanisch bzw. hydraulisch wirksames Trennflächengefüge wird dagegen für das Tonsteingebirge in der internationalen Literatur nicht thematisiert.

Die nachfolgenden Abschnitte enthalten einen groben Überblick der internationalen Erfahrungen zu den genannten grundsätzlichen Eigenschaften von Tongesteinen. Dabei geht es allerdings nicht um eine umfassende Würdigung des Sachstandes, sondern mehr um eine plakative Darstellung der charakteristischen Phänomene anhand ausgewählter Beispiele. Diese charakteristischen Phänomene sind an den einzelnen Standorten je nach fazieller Ausbildung mehr oder weniger intensiv ausgeprägt. Die hinreichend zuverlässige Quantifizierung ist Aufgabe der Standorterkundung (z.B. Reduzierung von und Umgang mit Streubreiten).

3.2 Grundlegende Aspekte zum Deformations-/Bruchverhalten von Tongestein

Grundsätzlich werden bezüglich der Deformationen elastisches und inelastisches Materialverhalten unterschieden. Das inelastische Materialverhalten kann je nach Ausprägung seiner Zeitabhängigkeit in plastisches, visko-plastisches und viskoses Materialverhalten differenziert werden. Plastische und viskose Deformationen treten auf, wenn die Beanspruchung eine bestimmte Intensität überschreitet. Dieses Beanspruchungsniveau wird als Fließ- bzw. Kriechgrenze bezeichnet. Die Fließ- bzw. Kriechgrenze ist bei den verschiedenen Materialien unterschiedlich scharf ausgebildet, mitunter verschwindet sie auch.

Darüber hinaus werden die Gesteine hinsichtlich ihres Deformations- und Bruchverhaltens unterschieden in elastisch-spröde und plastisch / viskos-duktilen Gesteine. Hierzu zeigt *Bild 3.1* das tendenzielle Materialverhalten von elastisch-spröden Gesteinen (massiger Anhydrit, Kalkmergel) und von plastisch / viskos-duktilen Gesteinen (grob- und feinkristallines Steinsalz) nach *Lux (1984)*.

Tongesteine mit in der Tendenz geringen Kalkgehalten (also noch keine Tonmergel- bzw. Kalkmergelgesteine) weisen auch im wassergesättigten Zustand weder das plastisch / viskos-duktilen Materialverhalten von Steinsalz noch das ausgeprägt elastisch-spröde Materialverhalten von Kristallingesteinen wie Granit oder Gneis auf. Allerdings sind größere Bruchdeformationen als $\varepsilon_1 \approx 1\%$ auch unter triaxialen Beanspruchungsbedingungen eher nicht zu erwarten.

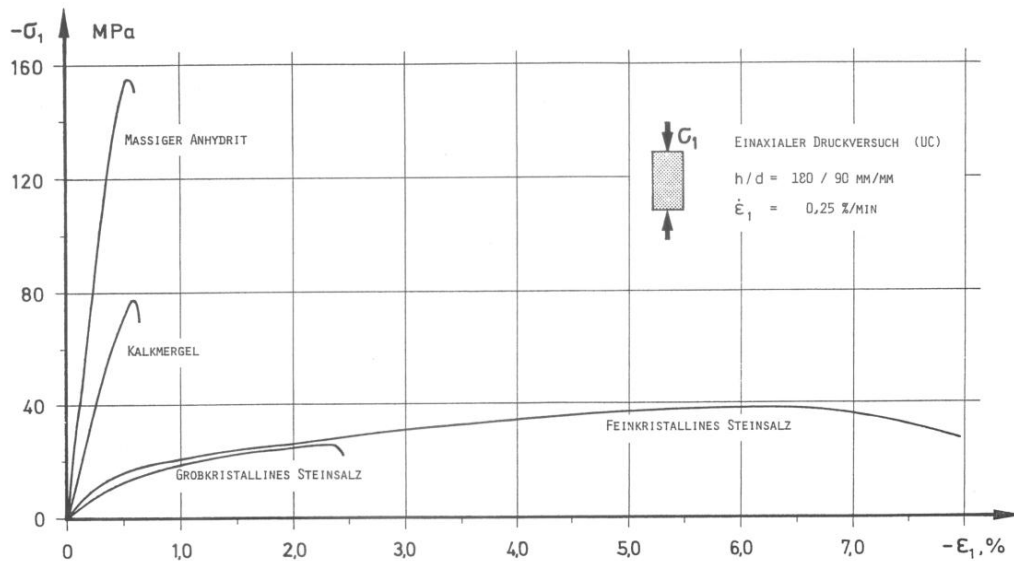


Bild 3.1: Spannungs-Verzerrungsdiagramme für verschiedene Gesteine im einaxialen Druckversuch nach Lux (1984)

Im Vergleich zu Steinsalz erscheinen auch die wassergesättigten Tongesteine damit als wenig ausgeprägt viskoplastisch-duktil, während sie im Vergleich zu Kristallingesteinen deutliche inelastische Materialeigenschaften bis hin zu einem gewissen Kriechvermögen aufweisen. Das Bruchversagen ist allerdings weniger durch eine längere Kriechbruchphase mit akzelerierter Kriechrate gekennzeichnet als vielmehr durch ein eher abruptes Versagen.

3.3 Prinzipielle Hinweise zur Versuchstechnik

3.3.1 Vorbemerkung

Im Hinblick auf das Verständnis soll hier für den Begriff Tongestein gelten, dass es sich dabei um diagenetisch verfestigte Tone unterschiedlicher Mineralzusammensetzung handeln soll, die aufgrund ihrer Gefügeeigenschaften den Festgesteinen zuzurechnen sind und aufgrund ihrer Tragfähigkeit das Gebirge zum Haupttragelement für die Aufnahme der Einwirkungen aus Grubengebäude und abgelagerten Abfällen werden lassen. Voraussetzung ist nach dieser Definition für diese Zuordnung ein versteintes Gefüge, das nicht auf Feuchtigkeit oder Wasser mit Veränderung der Materialeigenschaften reagiert. Die hier betrachteten Tongesteine sind allerdings in faziell unterschiedlicher Ausbildung sensitiv in Bezug auf Wassergehaltsänderungen; sie sind damit den so genannten veränderlich festen Gesteinen zuzuordnen.

In Su & Ozanam (1999) ist ein Zusammenhang zwischen der Trockendichte von Tongesteinen und den physikalischen sowie mechanischen Eigenschaften festgestellt worden. Daraufhin wurde

eine Klassifikation für Tongesteine vorgeschlagen, die in *Tabelle 3.1* wiedergegeben wird. Danach gehören sowohl der Tonstein (Argilite de l'Est Callovo Oxfordien) aus Bure wie auch der Opalinuston aus Mont Terri zur Klasse 2.

<i>Parameter</i>	<i>Klasse 1</i>	<i>Klasse 2</i>	<i>Klasse 3</i>
<i>Trockendichte [g/cm³]</i>	<i>< 2,15</i>	<i>2,15 – 2,35</i>	<i>> 2,35</i>
<i>Wassergehalt (bezogen auf Gewicht) [%]</i>	<i>> 9,5</i>	<i>5,5 – 9,5</i>	<i>< 5,5</i>
<i>Porosität [%]</i>	<i>> 20</i>	<i>13 - 20</i>	<i>< 13</i>
<i>Schallgeschwindigkeit v_p [m/s]</i>	<i>< 2000</i>	<i>2000 - 3000</i>	<i>> 3000</i>
<i>Einaxialdruckfestigkeit σ_d [MPa]</i>	<i>< 15</i>	<i>15 - 35</i>	<i>> 35</i>
<i>Deformationsverhalten</i>	<i>duktil</i>	<i>-</i>	<i>spröde</i>

Tabelle 3.1: Klassifikation für Tongesteine nach Su & Ozanam (1999)

Wegen der vielfältigen faziellen Ausbildung und der großen Streubreiten in den Materialeigenschaften von Tongesteinen erfolgt im Rahmen der vorliegenden Arbeit eine Beschränkung der laborativen Untersuchungen auf Opalinuston aus Mont Terri. Das heißt, entsprechend *Tabelle 3.1* wird nur Tongestein der Klasse 2 untersucht, wobei die Quellfähigkeit vorerst unberücksichtigt bleibt.

3.3.2 Prüfkörperherstellung und weitere Arbeiten vor Versuchsdurchführung

Aus den für die gesteinsmechanischen Laboruntersuchungen ausgewählten Bohrkernen sind auf einer Drehbank zylindrische Prüfkörper mit planparallelen Endflächen hergestellt worden, *Bild 3.2*.

Die Herstellung der Prüfkörper erfolgte unmittelbar nach Öffnen der Verschweißung. Die Länge l_0 der Prüfkörper entspricht regelmäßig dem zweifachen des Prüfkörperdurchmessers d_0 ($l_0 / d_0 = 2$). Die Aufnahme der Abmessungen erfolgte mittels Schieblehre auf halber Prüfkörperhöhe bzw. längs der Mittelachse der zylindrischen Prüfkörper unmittelbar nach Prüfkörperherstellung.

Die Ermittlung der Gesteinswichte erfolgte nach Gl. (3.1):

$$\gamma = \frac{4 \cdot m}{\pi \cdot d_0^2 \cdot l_0} \cdot g \quad (3.1)$$

mit γ Gesteinswichte (N/m³)

m	Prüfkörpermasse (kg)
d_0	Durchmesser des unbeanspruchten Prüfkörpers (m)
l_0	Länge des unbeanspruchten Prüfkörpers (m)
g	Erdbeschleunigung (m/s^2)



Bild 3.2: Drehbank zur Herstellung von Gesteinsprüfkörpern am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik

Zur Dokumentation von Habitus und Gefüge des untersuchten Bohrkernmaterials werden die Prüfkörper vor der Durchführung der gesteinsmechanischen Laborversuche fotografiert. Die *Bilder 3.3* und *3.4* zeigen exemplarisch einaxial belastete Tongesteinsprüfkörper aus Mont Terri vor und nach der Versuchsdurchführung.



Bild 3.3: Tongesteinsprüfkörper vor und nach der Versuchsdurchführung mit Belastung parallel zum Schichtungsverlauf

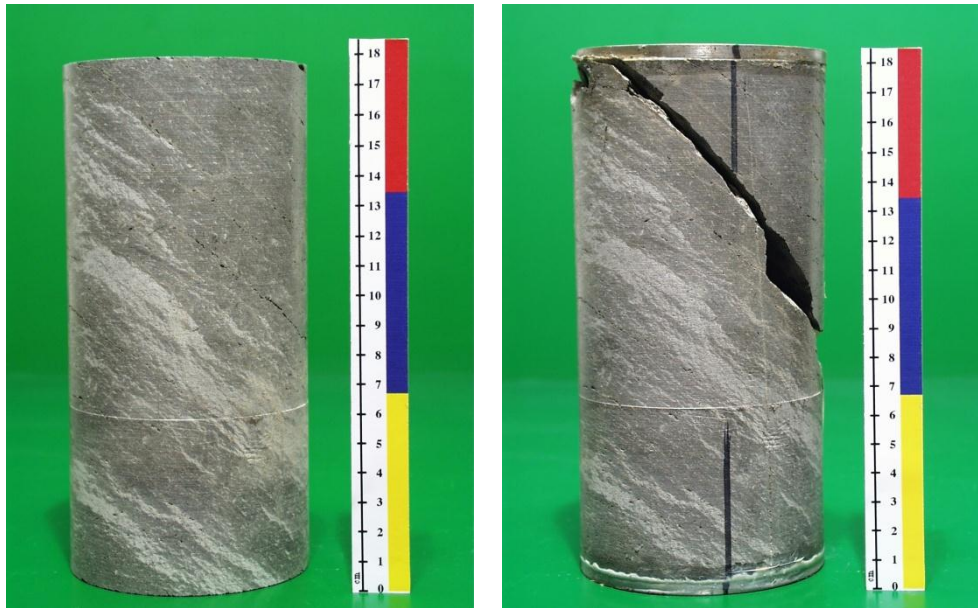


Bild 3.4: Tongesteinsprüfkörper vor und nach der Versuchsdurchführung mit Belastung ca. 45 ° geneigt zum Schichtungsverlauf

Bild 3.3 zeigt einen Prüfkörper, der parallel zur Schichtung belastet wurde. Der Bruchwinkel beträgt ca. 70 °. *Bild 3.4* zeigt dagegen einen Prüfkörper, der im Winkel von ca. 45 ° geneigt zum Schichtungsverlauf belastet wurde. Die Scherbruchfläche verläuft in diesem Fall entlang der Schichtflächen unter ca. 45 °.

Nach der fotografischen Dokumentation werden die Prüfkörper in einem Dehnwellenmessgerät der Firma Geotron-Elektronik in axialer Richtung durchschallt, *Bild 3.5*.



Bild 3.5: Dehnwellenmessplatz am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik

Aus den gemessenen Ultraschallwellengeschwindigkeiten der P- bzw. Longitudinalwelle (v_p) und der S- bzw. Transversalwelle (v_s) werden mit den Gl. (3.2a) und (3.2b) der dynamische Elastizitätsmodul E_{dyn} und die dynamische Poissonzahl ν_{dyn} berechnet:

$$E_{dyn} = \frac{vs^2 \cdot \rho \cdot (3vp^2 - 4vs^2)}{vp^2 - vs^2} \quad (3.2a)$$

$$\nu_{dyn} = \frac{vp^2 - 2 \cdot vs^2}{2 \cdot (vp^2 - vs^2)} \quad (3.2b)$$

mit	E_{dyn}	dynamischer Elastizitätsmodul (kPa)
	ν_{dyn}	dynamische Poissonzahl (-)
	ρ	Gesteinsdichte (t/m ³)
	vp	Longitudinalwellengeschwindigkeit (m/s)
	vs	Transversalwellengeschwindigkeit (m/s)

Um ein Austrocknen der Prüfkörper zu verhindern, erfolgten die vorstehend beschriebenen versuchsvorbereitenden Arbeiten wie das Öffnen der Verschweißung, die Bearbeitung auf der Drehbank, die geometrische Vermessung, die Wägung, die Durchschallung und die fotografische Dokumentation jeweils ohne zeitliche Zwischenlagerung der Prüfkörper. Der Einbau der Prüfkörper in die Versuchsanlage und die Versuchsdurchführung erfolgte unmittelbar im Anschluss an die Prüfkörpervorbereitung.

Nach Versuchsdurchführung werden die Prüfkörper in einem Trockenofen bis zur Gewichtskonstanz bei einer Temperatur von 105 °C gelagert. Von einer Gewichtskonstanz kann nach DIN 1048 dann ausgegangen werden, wenn der für einen Zeitraum von 24 Stunden ermittelte Gewichtsverlust betragsmäßig den Wert von 1‰ vom Ausgangsgewicht nicht überschreitet. Der Wassergehalt wird entsprechend Gl. (3.3) ermittelt:

$$w = \frac{m_h - m_d}{m_d} \cdot 100 \quad (3.3)$$

mit	w	Wassergehalt (%)
	m_h	Trockengewicht der Probe (g)
	m_d	Ausgangsgewicht der Probe (g)

3.3.3 Versuchsaufbau und Versuchstechnik zur Ermittlung des Festigkeitsverhaltens und des zeitunabhängigen Deformationsverhaltens

Zur laborativen Untersuchung der Abhängigkeit zwischen Bruchfestigkeit und Dilatanzfestigkeit wurden triaxiale Kompressionsversuche mit messtechnischer Erfassung der Volumendilatanz durchgeführt. Eine fotografische Ansicht der hierfür eingesetzten Prüfanlagen zeigt *Bild 3.6*.



Bild 3.6: Moderne Triaxialprüfanlagen am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik

Mit den servohydraulisch geregelten Triaxialprüfanlagen können axiale Prüfkräfte bis zu 2500 kN und Manteldrücke bis zu 75 MPa unabhängig von einander erzeugt und geregelt werden. Über die klassische Messung von Axialdruck, Manteldruck, Axialverformung und Temperatur hinaus können mit den in *Bild 3.6* gezeigten Versuchsanlagen zur messtechnischen Erfassung der Dilatanz die Volumenänderungen des Prüfkörpers während des Versuchs messtechnisch bestimmt werden. Hierzu wird neben der induktiven Messung der axialen Prüfkörperdeformation Δl die volumetrische Änderung des Ölvolumens in der Triaxialzelle ermittelt. Das während des Versuchs in der Triaxialzelle verdrängte Ölvolumen $\pm \Delta V$ wird über einen doppelt wirkenden Messzylinder geführt. Mit dem skizzierten Messsystem können Volumenänderungen in der Größenordnung von $\Delta V = 0,025 \%$ des Prüfkörpervolumens erfasst werden.

Aus dem für die Untersuchungen verfügbaren Bohrkernmaterial wurden soweit möglich zylindrische Prüfkörper mit planparallelen Endflächen und glatter Mantelfläche der Dimension $h = 180 \text{ mm}$ und $d = 90 \text{ mm}$ hergestellt. Um die Prüfkörper gegen das Eindringen des Druckmediums zu schützen, wurden sie vor Einbau in die Triaxialzellen mit einer undurchlässigen 3 mm dicken Gummiummantelung versehen.

Die Versuchsdurchführung erfolgte verzerrungsgeregelt mit variierten Stauchungsraten von $\dot{\varepsilon} = 0,025 \text{ \%}/\text{min}$ ($4,20 \cdot 10^{-6} \text{ sec}^{-1}$) bzw. in fünf Fällen spannungsgeregelt mit einer Laststeigerung von $0,1 \text{ MPa}/\text{min}$ unter Raumtemperatur ($T \approx 30^\circ\text{C}$).

Zu Versuchsbeginn wurden zunächst der Axialdruck und der Manteldruck bis zum Niveau des jeweils vorgegebenen Manteldrucks gleichmäßig isotrop gesteigert. Anschließend wurde die Axialspannung σ_1 bei konstantem Manteldruck $\sigma_2 = \sigma_3$ und einer konstanten Stauchungsrate bis zum Bruch des Prüfkörpers erhöht. Für die Festlegung der Bruchfestigkeit und der Bruchstauchung wurden entsprechend *Bild 3.15* die während des Versuchs abgespeicherten Messwerte im Spannungs-Verzerrungs-Diagramm aufgetragen. Die Bruchspannung wird als die maximale in dem Versuch gemessene Axialspannung bezogen auf die aktuelle Prüfkörperquerschnittsfläche im Bruchzustand festgelegt. Die zu diesem Spannungswert korrespondierende Verzerrung wird als Bruchverzerrung bezeichnet.

Die Dilatanzfestigkeit kennzeichnet entsprechend *Bild 3.21* diejenige Axialspannung, bei der die volumetrische Prüfkörperdeformation ein Minimum aufweist (nach Überschreiten von $\min \varepsilon_{\text{vol}}$ überwiegen dilatante Deformationen) bzw. die Reduktion der Ultraschallwellenlaufzeiten auf eine Ausbildung von Mikrofissuren hinweist, *Bild 3.22*.

Während der Kurzzeitversuche unter triaxialer Kompressionsbeanspruchung wurden in Zeitintervallen von 1 Sekunde die Messwerte der drei Induktivwegaufnehmer sowie des Absolutdruckaufnehmers abgefragt und elektronisch gespeichert. Aus diesen Daten erfolgt die Berechnung der Axialverzerrung ε_1 der Prüfkörper entsprechend Gl. (3.4) bzw. Gl. (3.5). Bei der Beschränkung auf kleine Verformungen ($\varepsilon \leq 2\%$) kann die Berechnung der Verzerrungen entsprechend der üblichen Verzerrungsdefinition als technische Verzerrung ε_t durchgeführt werden. Die technische Verzerrung ergibt sich als Quotient aus der vertikalen Veränderung der Prüfkörperlänge Δl und der Anfangslänge l_0 :

$$\varepsilon_t = \frac{\left(\frac{l_1 + l_2 + l_3}{3} \right)}{l_0} \cdot 100\% = \frac{\Delta l}{l} \cdot 100\% \quad (3.4)$$

mit

ε_t technische Verzerrung (%),

l_1, l_2, l_3 mit den drei Induktivwegaufnehmern gemessene Axialverformung (mm),

l_0 Länge des unbeanspruchten Prüfkörpers (mm),

Δl gemessene Axialverformung des Prüfkörpers (mm).

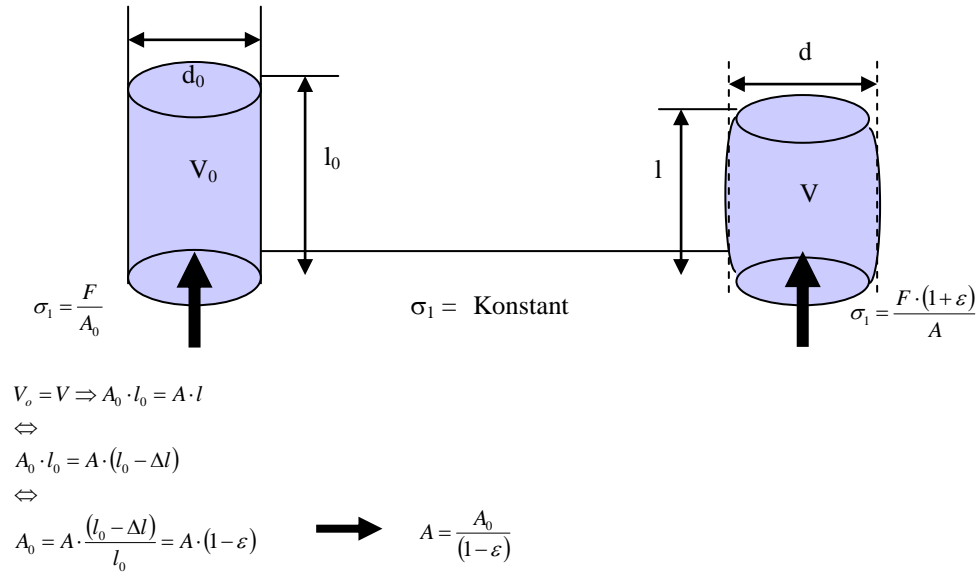


Bild 3.7: Einfluss der Prüfkörperdeformation während der Versuchsdurchführung

Bei Prüfkörperverformungen ($\epsilon > 2\%$) wird anstelle der technischen Verzerrung ϵ_t die natürliche oder auch wahre (logarithmische) Verzerrung ϵ_{ln} verwendet, die sich als das Integral des Quotienten aus der momentanen (infinitesimalen) Änderung der Prüfkörperlänge dl und der momentanen (aktuellen) Länge l berechnet:

$$\epsilon_{ln} = \left| \int_{l_0}^l \frac{dl}{l} \right| \cdot 100\% = \left| \ln \frac{l}{l_0} \right| \cdot 100\% = \left| \ln(1 - \epsilon_t) \right| \cdot 100\% \quad (3.5)$$

mit

- ϵ_{ln} wahre (logarithmische) Verzerrung (%),
- l aktuelle Länge des (beanspruchten) Prüfkörpers $= l_0 - \Delta l$ (mm),
- l_0 Länge des unbeanspruchten Prüfkörpers (mm).

Der aufgebrachte Axialdruck wird aus dem messtechnisch ermittelten Hydraulikdruck im Prüfszylinder unter Berücksichtigung der Querschnittsflächen-Verhältnisse zwischen dem Druckkolben des Hydraulikzylinders und dem Prüfkörper gemäß Gl. (3.6) berechnet:

$$P_p = P_K \cdot \frac{A_K}{A_p} \quad (3.6)$$

mit

- P_p Axialdruck auf Prüfkörper (MPa),
- P_K Axialdruck im Hydraulikzylinder (MPa),
- A_K Querschnittsfläche des Druckkolbens (Hydraulikzylinder) (mm^2),
- A_p Querschnittsfläche des Prüfkörpers (mm^2).

3.3.4 Versuchsaufbau und Versuchstechnik zur Ermittlung des zeitabhängigen Materialverhaltens

Bild 3.8 zeigt exemplarisch eine der im Rahmen dieser Arbeiten verwendeten Triaxialzelle zur Durchführung von Dauerstandversuchen. Die maximale Axiallast beträgt 400 kN, der maximale Manteldruck beträgt 35 MPa bei einer maximal vorgebbaren Temperatur von 70°C. Der maximale Kolbenhub ergibt sich zu 105 mm.



Bild 3.8: Triaxialzelle für Dauerstandversuche

Der konstruktive Aufbau einer Triaxialzelle ist gemäß *Bild 3.9* charakterisiert durch die 4 Module

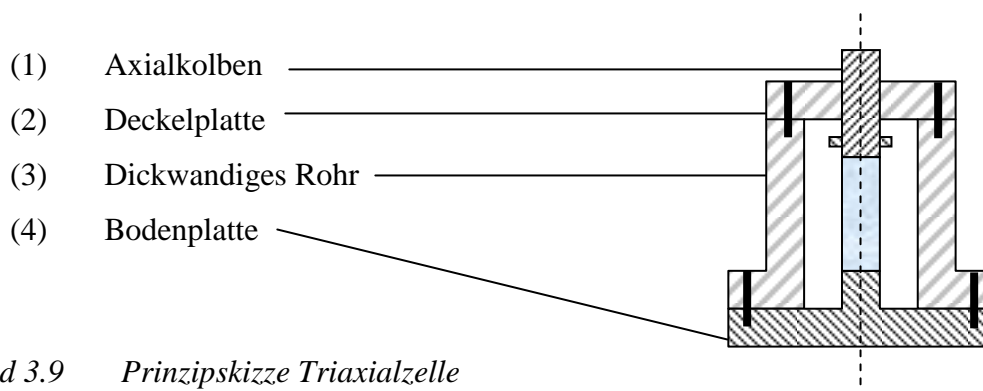


Bild 3.9 Prinzipskizze Triaxialzelle

Deckel- und Bodenplatte sind mit dem dickwandigen Rohr kraftschlüssig verschraubt. Die Abdichtung erfolgt entsprechend den anliegenden Konstruktionszeichnungen über umlaufende Dichtungen. Schweißverbindungen existieren nicht. Der Axialkolben ist mittels Mehrfachdichtungen verschieblich gelagert.

Die Triaxialzelle dient der Durchführung gesteinsmechanischer Untersuchungen an zylindrischen Gesteinsprüfkörpern. Dazu werden die Gesteinsprüfkörper zwischen Axialkolben und Bodenplatte eingebaut und unter variierten radialen Drücken axial spannungs- oder verzerrungs-geregelt bis zum Bruch des Prüfkörpers bzw. bis zum Erreichen einer vorgegebenen Verzerrung gestaucht (Kompressionsversuch) oder gelängt (Extensionsversuch). Die Steuerung der radialen und axialen Prüfkörperbelastungen erfolgt über entsprechende Computerprogramme (Rechner-Steuerung).

Die Prüfkörperherstellung erfolgt entsprechend den im vorstehenden *Abschnitt 3.3.2* dargestellten Ausführungen. Aus dem für die Untersuchungen verfügbaren Bohrkernmaterial werden soweit möglich zylindrische Prüfkörper mit planparallelen Endflächen und glatter Mantelfläche der Dimension $h = 180 \text{ mm}$ und $d = 90 \text{ mm}$ hergestellt. Zur Dokumentation von Habitus und Gefüge des untersuchten Bohrkernmaterials werden die Prüfkörper vor der Durchführung der gesteinsmechanischen Laborversuche fotografiert und die dynamischen Kennwerte ermittelt. Um die Prüfkörper gegen das Eindringen des Druckmediums zu schützen, werden sie vor Einbau in die Triaxialzellen mit einer undurchlässigen 3 mm dicken Gummiummantelung versehen.

Der Einbau eines Prüfkörpers in eine Triaxialzelle erfolgt durch Absenken der Einheit aus Deckelplatte, Axialkolben und dickwandigem Rohr auf die Bodenplatte und der nachfolgenden Verschraubung von Bodenplatte und dickwandigem Rohr. Die Befüllung der Triaxialzelle mit dem Druckmedium wird über eine Zugangsbohrung in der Bodenplatte mittels Pumpe durchgeführt. Die Versuchsdurchführung erfolgt entsprechend den Ausführungen in *Abschnitt 4.9.2*. Nach Versuchsende wird die Triaxialzelle für den Ausbau der Prüfkörper drucklos gefahren, das Manteldruckmedium (Hydrauliköl) abgepumpt und die Schraubenverbindungen zwischen dem dickwandigen Rohr und der Bodenplatte gelöst. Anschließend wird mittels Hebezug die Einheit dickwandiges Rohr, Deckelplatte und Axialkolben von der Bodenplatte getrennt und angehoben, so dass der Prüfkörper von der Bodenplatte entfernt und aus der Gummiummantelung ausgebaut werden kann.

Die Triaxialprüfanlage ist mit einer so genannten Dilatanzmesseinrichtung ausgerüstet. Ziel der Dilatanzmessung ist es, die bei Überschreitung der Dauerfestigkeit des Prüfkörpermaterials einsetzenden Gefügeschädigungen (Mikrofissuren, Risse) durch eine online-Vermessung des

Prüfkörpervolumens zu beobachten. Hierzu wird das bei dilatanten Prüfkörperverformung (Volumenvergrößerung infolge Ausbildung von Rissen) aus der Triaxialzelle verdrängte Ölvolumen bzw. das bei einer kontraktanten Prüfkörperverformung (Volumenverringern infolge Riss-schließung / elastischer Kompaktion der Prüfkörpermatrix) in die Triaxialzelle geförderte Ölvolumen über einen zweiseitig wirkenden Zylinder (= Druckbehälter) geführt.

Entsprechend *Bild 3.10* ist der konstruktive Aufbau des Dilatanzzylinders charakterisiert durch die Module

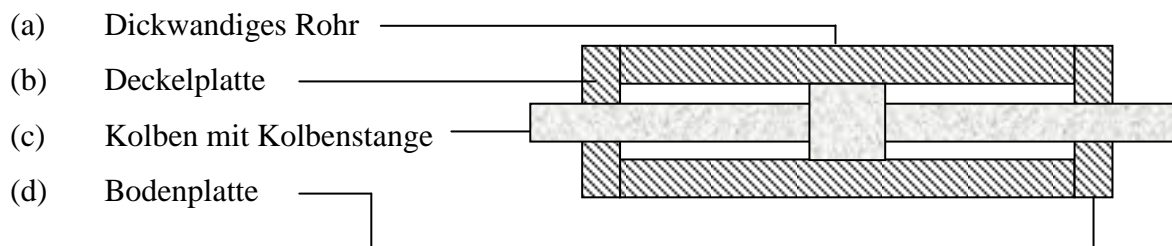


Bild 3.10 Prinzipskizze Dilatanzzylinder

Der Kolben mit der nach außen geführten Kolbenstange unterteilt den Dilatanzzylinder in zwei Druckkammern, die je nach Prüfkörperverformung (Dilatanz, Kontraktanz) den Kolben in axialer Richtung verschieben. Eine Druckdifferenz zwischen den beiden Druckkammern des Dilatanzzylinders existiert im Betrieb nicht, da beide Kammern in den Manteldruckkreislauf integriert sind. Die Höhe des Innendruckes im Dilatanzzylinder entspricht grundsätzlich der Höhe des Manteldruckes in der Triaxialzelle. Der Zusammenbau von Druckbehälter (dickwandiger Hohlzylinder) und Deckel- sowie Bodenplatte erfolgt kraftschlüssig mittels Verschraubung. Schweißnähte existieren nicht. Die Abdichtung wird über umlaufende Dichtungsringe gewährleistet. Um Temperaturschwankungen des Hydrauliköls auf ein Minimum zu reduzieren, wird der Dilatanzzylinder über entsprechend umlaufend angebrachte Heizleitungen auf einem konstanten, den Versuchsrandbedingungen entsprechenden Temperaturniveau gehalten.

Mit den in *Bild 3.11* dargestellten Versuchseinrichtungen werden ebenfalls triaxiale Kriechversuche durchgeführt, allerdings an Prüfkörpern mit geringeren Abmessungen (Durchmesser $d = 40$ mm und Länge $l = 80$ mm).

Die über einen Hebelarmmechanismus gravimetrisch aufgebrachte Axiallast der Kriechstände beträgt max. 200 kN. Die Triaxialzellen können mit einem konstanten Manteldruck von max. 60 MPa beaufschlagt werden. Die messtechnische Überwachung der triaxialen Kriechversuche erfolgt rechnergesteuert mit

- drei Induktivwegaufnehmern, deren Mittelwert als Messwert für die Registrierung der axialen Prüfkörperstauchung herangezogen wird,
- einer Kraftmessdose, die unmittelbar zwischen der Triaxialzelle und der unverschieblich gelagerten Kopfplatte des Belastungsrahmens die axiale Prüfkörperbelastung ermittelt,
- einem Absolutdruckaufnehmer zur kontinuierlichen Messung und Überwachung des Manteldruckes in der Zelle sowie
- einem Pt100 Aufnehmer zur Kontrolle der vorgegebenen Temperatur.

Um die Prüfkörper gegen ein Eindringen des Druckmediums zu schützen, sind sie vor dem Einbau in die Triaxialzellen mit Gummischläuchen ummantelt worden.

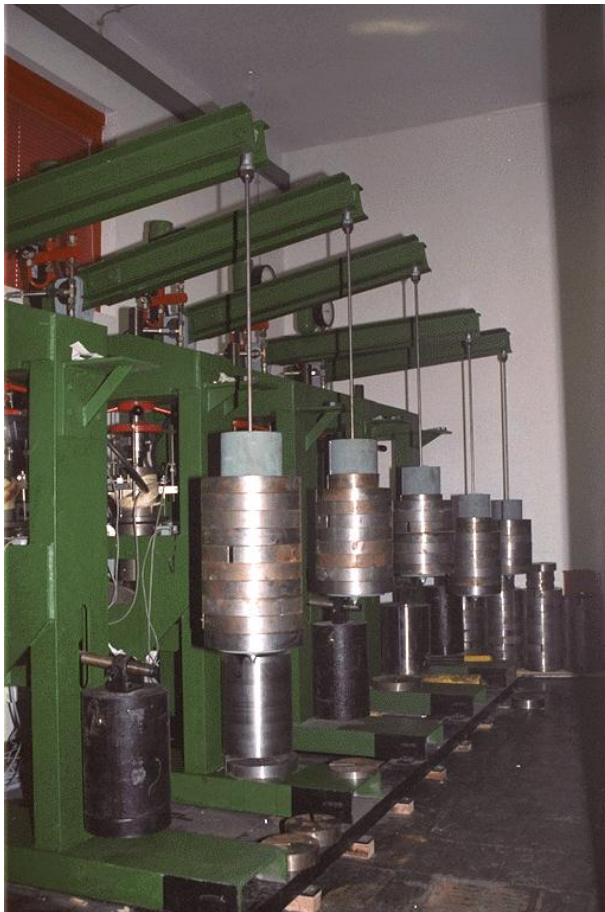


Bild 3.11: Ältere Prüfanlagen für Kriechversuche am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik

Nach dem Einbau der Prüfkörper in die Triaxialzellen wurde zunächst durch wechselseitige Erhöhung von Axiallast und Manteldruck ein isotropes Spannungsniveau entsprechend dem vorgegebenen Manteldruck eingestellt. Nach 24 h Standzeit unter isotropem Spannungsniveau bei Raumtemperatur erfolgte schließlich die deviatorische Laststeigerung durch Auflegen von Gewichten mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $\dot{\sigma} = 500 \text{ MPa/h}$.

Um während des gesamten Versuches die Axialspannung konstant zu halten, ist die Axiallast in Abhängigkeit von der verformungsbedingten Änderung des Prüfkörperquerschnitts in regelmäßigen Abständen neu berechnet und durch Nachlegen von Gewichten in definierten Zeitintervallen korrigiert worden.

Während der Kriechversuche sind die installierten Messwertaufnehmer jedes Kriechstandes (3 Induktivwegaufnehmer, 1 Kraftmessdose, 1 Absolutdruckaufnehmer, 1 Pt100 Aufnehmer) in Intervallen von 30 Minuten abgefragt und die ermittelten Messwerte elektronisch gespeichert worden.

3.3.5 Versuchsaufbau und Versuchstechnik zur Berücksichtigung eines Porenwasserdrucks

Die Erfahrung zeigt, dass die Zwischenlagerung von Bohrkernmaterial in Druckbehältern nicht zu der bei folienverschweißter Zwischenlagerung unter Atmosphärendruck infolge einer austrocknungsbedingt noch mäßigen Entsättigung oft beobachteten Verfestigung des Bohrkernmaterials führt (→ Teilsättigung, Aufbau von Kapillarspannungen). Die bei stärkerer Entsättigung dagegen sogar beobachtete weiter zunehmende Ausbildung von Schrumpfrissen und die daraus resultierende Entfestigung des Gesteins kann ebenfalls nicht festgestellt werden. Daher ist grundsätzlich davon auszugehen, dass die hydraulischen Eigenschaften des Bohrkernmaterials bei der Druckbehälterzwischenlagerung über die Zeit der Zwischenlagerung erhalten bleiben, so dass die Zwischenlagerung in Druckbehältern eine Reproduzierbarkeit der Versuchsbefunde auch nach längerer Zeit der Zwischenlagerung bewirkt. Entsprechend resultiert hieraus auch eine von den bisherigen in der Literatur dokumentierten laborativen Ergebnissen deutlich abweichende Einschätzung zu den Festigkeitseigenschaften der untersuchten und diesbezüglich sensitiven Tongesteine - gekennzeichnet durch gerade keine signifikante Festigkeitszunahme bei Zunahme des Manteldrucks. Hieraus ist ein deutlicher Hinweis auf die Ausbildung eines Porenwasserüberdruckes auch bei der mechanischen Beanspruchung von Tongestein abzuleiten (und damit nicht nur bei plastischen Tonen). Der im Versuch mit der aufgebrachten Beanspruchung entstehende Porenwasser(über)druck konnte mit der zu Beginn dieser Arbeit bestehenden Ausstattung der Prüfanlagen allerdings noch nicht gemessen werden. Eine Erweiterung der Prüfanlagen um eine Vorrichtung zur online-Messung des Porenwasser(über)druckes ist daher im Rahmen dieser Arbeit vorgenommen worden.

Dabei wird erstmalig die Möglichkeit in Betracht gezogen, den Porenwasserdruck an der Unterseite des Prüfkörpers während der Versuchsdurchführung zu messen bzw. zu regulieren. Die Herstellung eines back pressure erfordert somit zwingend eine Re-Sättigung des Prüfkörpers vor Versuchsdurchführung. Diese Re-Sättigung unter Lagerstättendruck kann erfahrungsgemäß aufgrund der geringen Permeabilitäten Monate dauern. Um die Belegungszeiten für die zur Untersuchung bereitgestellten Prüfstände möglichst gering zu halten, sind die später in *Abschnitt 3.10.1* näher beschriebenen Zwischenlagerungsbehälter auch für die Aufgabe der Re-Sättigung ertüchtigt und weiterentwickelt worden. Hierzu ist ein zusätzlicher hydraulischer Kreislauf mit Blasenspeicher und Druckmanometer installiert worden, der einen kontinuierlichen und kontrollierten Aufsättigungsprozess entlang der Prüfkörperachse von unten nach oben sicherstellen soll.

Über die klassische Messung von Axialdruck, Manteldruck, Axialverformung und Temperatur hinaus kann nunmehr zusätzlich die Porendruckänderung in den Prüfkörpern während des Versuchs messtechnisch bestimmt werden. Zur Erfassung der Porendruckänderung wird entsprechend *Bild 3.12* die Änderung des Fluidvolumens in der Triaxialzelle ermittelt. Das während des Versuchs in der Triaxialzelle verdrängte Fluidvolumen ΔV wird über einen doppelt wirkenden Messzylinder geführt. Dabei entspricht 1 mm Verfahrweg des Kolbens im Messzylinder einem konstruktiv definierten Volumen von 2,6 ml. Bei einer Messgenauigkeit der am Kolben des Messzylinders angeschlagenen Wegmessung von 1/100 mm können mit dem skizzierten System Volumenänderungen in der Größenordnung von 1/10 bar erfasst werden.

Ein Porendruckaufnehmer an der Unterseite des Prüfkörpers erfasst den aktuell vorherrschenden Fluiddruck und fungiert somit als Steuerungsparameter für den Kolben des Messzylinders, um bei Bedarf durch Variation des Verfahrweges den Porendruck konstant zu halten. Weiterhin besteht die Möglichkeit, die Fluidzuführung mit einem Ventil an der Unterseite des Prüfkörpers zu sperren, um die Reaktion des Porendrucks auf die mit einer Beanspruchungszunahme verbundene Prüfkörperdeformation und die damit möglicherweise einhergehende Änderung des Porenraums zu messen.

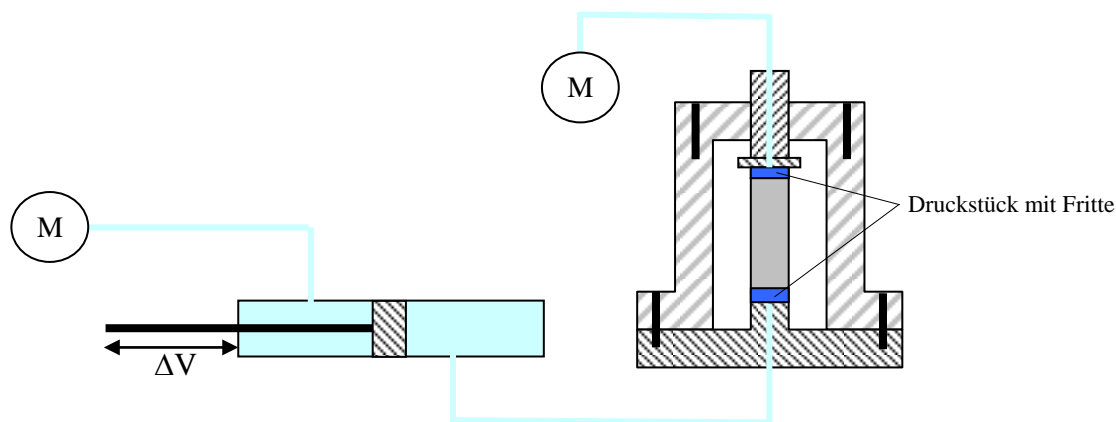


Bild 3.12: Prinzipskizze der Porenwasserdruckmessung

In *Bild 3.13a links* sind die um die mit einer roten Markierung versehene Fluidzuführung modifizierten Druckstücke dargestellt. Die in das Druckstück eingelassene und aus *Bild 3.13a rechts* zu ersehende Filterplatte (Fritte) führt dazu, dass der Prüfkörper durch das zugeführte Fluid gleichmäßig über die gesamte Kontaktfläche angeströmt wird. Die Erweiterung der Prüfanlage um eine Vorrichtung zur Regelung des Porenwasser(über)druckes wird in *Bild 3.13b* gezeigt. Dabei wird das zugeführte Fluid auf der Ausgangsseite aufgenommen und in einem Standzylinder aufgefangen, der ebenfalls in *Bild 3.13b* zu ersehen ist.

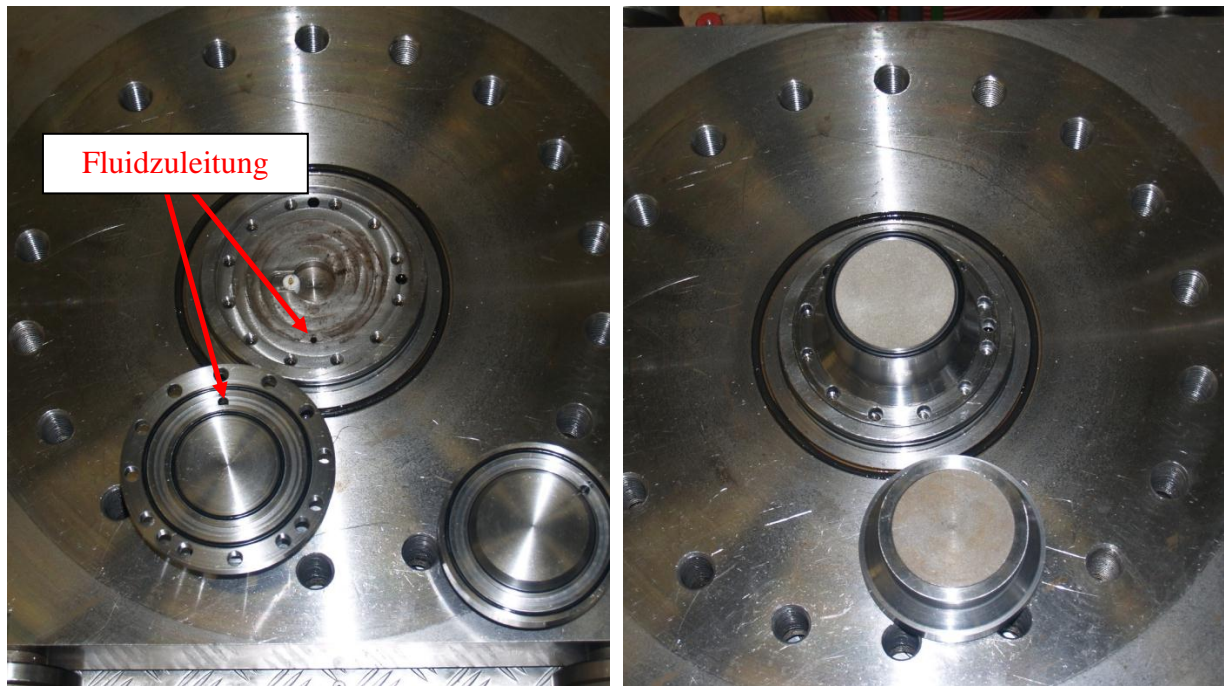


Bild 3.13a: Modifizierte Druckstücke mit Fluidzuleitung ohne bzw. mit Filterplatte (Fritte)



Bild 3.13b: Erweiterung der Prüfanlage um eine Vorrichtung zur Regelung des Porenwasser(über)druckes, Standzylinder auf der Ausgangsseite zur Aufnahme des zugeführten Fluids

3.4 Zeitunabhängiges Deformationsverhalten, Bruch- und Restfestigkeit

3.4.1 Zum internationalen Kenntnisstand

Nach *NTB 96-01 (1997)* kann aus den durchgeführten Kurzzeit- und Langzeitversuchen zum Beispiel für die Palfris-Formation am Standort Wellenberg generell abgeleitet werden, dass das zeitunabhängige Deformationsverhalten der hier anstehenden Tongesteine von den Eigenschaften Anisotropie, Inhomogenität und auch sprödbbruchartigem Verhalten geprägt wird. Die schichtungsbedingte Anisotropie in den Materialeigenschaften wurde hier hauptsächlich in Laborversuchen festgestellt und sowohl für die elastischen Deformationsparameter wie auch für die Festigkeiten beobachtet.

Aus den Untersuchungen der Kompressionswellengeschwindigkeiten unter einaxialer Druckbeanspruchung und aus Versuchen, in denen die axialen Verzerrungen eines Prüfkörpers unter isostatischer Druckbeanspruchung bestimmt worden sind, folgt, dass parallel zu den Schichtungsflächen orientierte Mikrorisse die Anisotropie des Gesteins prägen. Diese Inhomogenität des Gesteins beruht einerseits auf Variationen der mineralogischen Zusammensetzung, andererseits aber auch auf unterschiedlich großen Mikrorissdichten.

Triaxiale Deformationsversuche zeigen weiterhin, dass die inelastische Verformung durch die Bildung und/oder die Öffnung von Mikrorissen, ihrer Wechselwirkung und ihrem Zusammenwachsen kontrolliert wird.

Grundsätzlich sind Bruch- und Restfestigkeiten sowie vom Korngefüge abhängige Festigkeitsanisotropien zu unterscheiden und dementsprechend zu untersuchen. In umfangreichen Laborversuchen sind z.B. die Festigkeiten der verschiedenen Gesteine der Palfris-Formation ermittelt worden, *Bild 3.14* nach *NTB 96-01 (1997)*. Sie zeigen eine sehr starke Heterogenität. Die im Triaxialversuch als Mittelwerte bestimmten Werte für Kohäsion und Reibungswinkel ergeben unterschiedliche Resultate bei geringen bzw. bei hohen Minimalspannungen. Möglicherweise sind hier unterschiedliche Bruchmechanismen die Ursache. Auch könnte bei höheren Minimalspannungen der (nicht gemessene und damit in den Versuchsdaten nicht eliminierte) Porenwasserdruckaufbau phänomenologisch zu einer tendenziellen Plastifizierung des Tongesteins geführt haben.

Nach *NTB 00-01 (2001)* ergeben sich für Tongestein aus Benken gefügebezogen erhebliche Unterschiede für laborativ ermittelte Maximal- und Restfestigkeiten bei schichtungsbezogen erbohrten Prüfkörpern (schichtungsparallel, senkrecht bzw. geneigt zur Schichtung), wobei die Schichtungsflächen grundsätzlich als latente Trennflächen verminderter Festigkeit anzusehen

sind. Derartig erhebliche richtungsbezogene Unterschiede in der Festigkeit sind bei der rechnerischen Analyse des Tragverhaltens angemessen zu berücksichtigen.

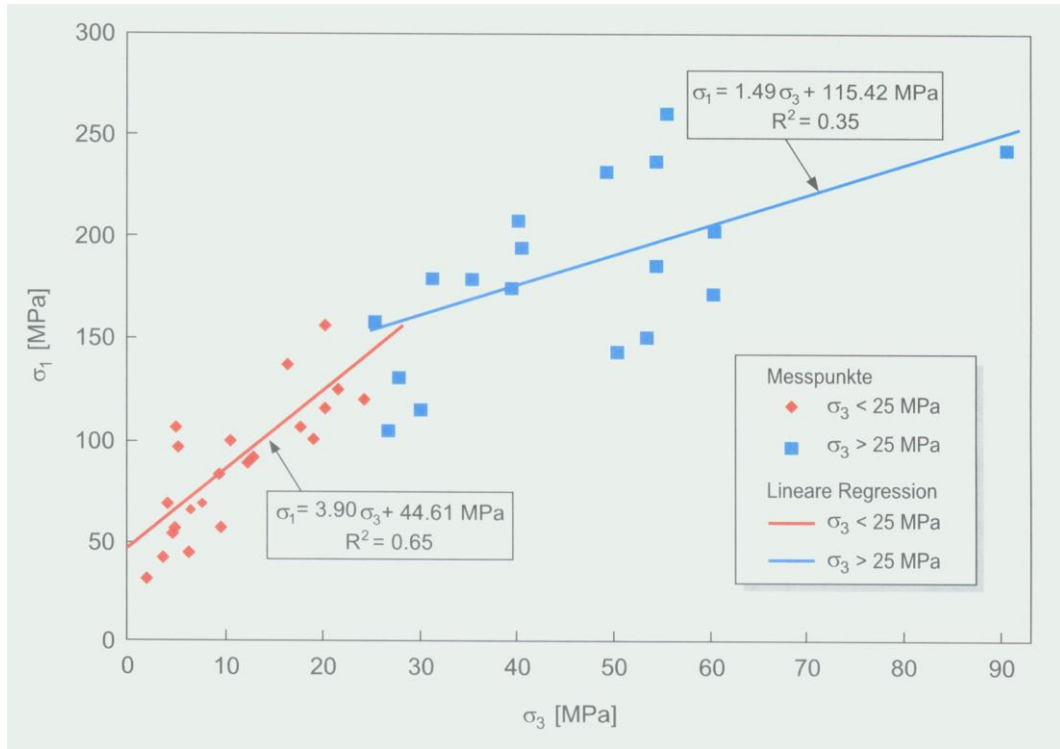


Bild 3.14: Darstellung der Spitzenfestigkeiten (σ_1) als Funktion des Manteldrucks aus Triaxialversuchen an Kernproben der Palfris-Formation nach NTB 96-01 (1997)

3.4.2 Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse

Zur Dokumentation der Kurzzeitversuche unter triaxialer Kompressionsbeanspruchung ist in Bild 4.7 exemplarisch ein Spannungs-Verzerrungs-Diagramm beigelegt. Dabei zeigt die Darstellung der Messwerte im Spannungs-Verzerrungs-Diagramm die Arbeitskennlinie des Prüfkörpers. Für die Auswertung werden sowohl die unkorrigierte Spannungs-Verzerrungs-Kurve mit σ_1 entsprechend Gl. (3.7) wie auch eine korrigierte Spannungs-Verzerrungs-Kurve entsprechend Gl. (3.8) bzw. Gl. (3.9) aufgetragen:

$$\sigma_1 = \frac{F_1}{A_0} \quad \text{mit} \quad A_0 = \frac{\pi \cdot (d_{a0}^2 - d_{i0}^2)}{4} \quad (3.7)$$

$$\sigma_{1c} = \frac{F_1}{A} \quad \text{mit} \quad A = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_t} \quad (3.8)$$

$$\sigma_{1c-\ln} = \frac{F_1}{A} \quad \text{mit} \quad A = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_{\ln}} \quad (3.9)$$

mit

σ_{1uc}	linear korrigierte Vertikalspannung (MPa)
σ_{1uc-ln}	logarithmisch korrigierte Vertikalspannung (MPa)
F_I	Vertikalkraft (MN)
A	Querschnittsfläche des beanspruchten Prüfkörpers (m ²)
A_0	Querschnittsfläche des unbeanspruchten Prüfkörpers (m ²)
l_0	Länge des unbeanspruchten Prüfkörpers (m)
ε_t	technische Verzerrung (-)
ε_{ln}	wahre (logarithmische) Verzerrung (-)

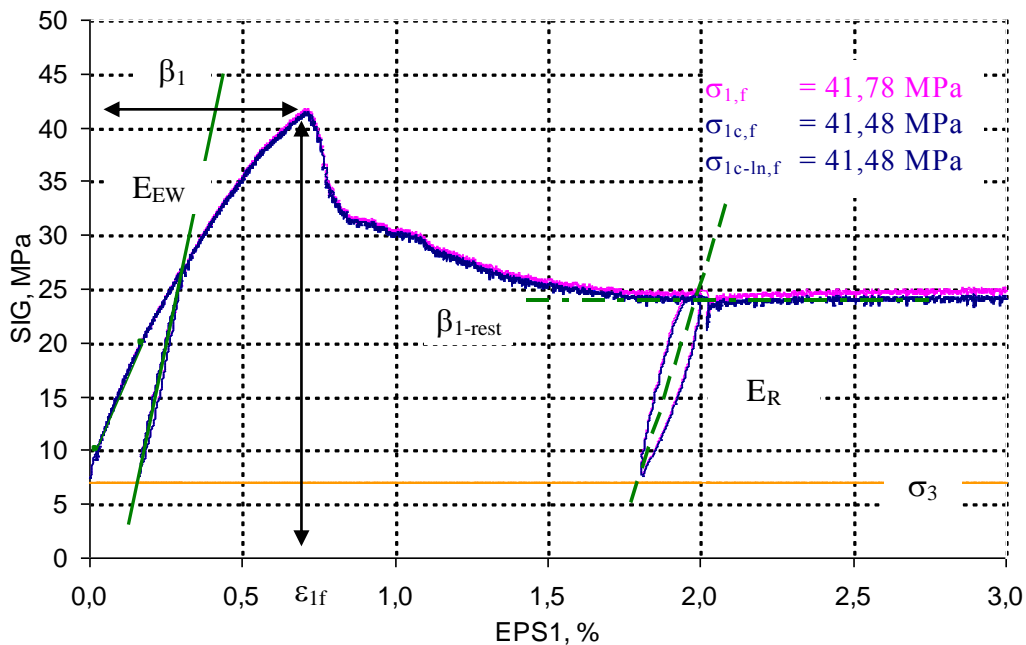


Bild 3.15: Exemplarisches Spannungs-Verzerrungs-Diagramm für Probe Nr. 41 mit Festlegung von Bruchfestigkeit β_1 und Bruchverzerrung ε_f sowie Ent- und Wiederbelastungsmodul E_{EW} , Restfestigkeit β_{1-rest} und Restverformungsmodul E_R

Die Ermittlung der korrigierten Spannung kann damit über eine lineare oder eine logarithmische Korrektur der sich mit der Stauchung Δl ändernden Querschnittsfläche A der Prüfkörper erfolgen.

Dem Spannungs-Verzerrungs-Diagramm können die jeweilige Bruchfestigkeit β^D (=Höchstwert der Vertikalspannung bzw. der Deviatorspannung) sowie die Bruchverzerrung $\varepsilon_{ln-Bruch}$ entnommen werden. Als Kurzzeitfestigkeit β^D wird entsprechend Bild 3.15 der Spannungszustand definiert, bei dem während des Versuchs eine lokale Zerstörung im Prüfkörper mit der Folge einer deutlichen Lastabnahme eintritt. Die zu diesem Spannungswert korrespondierende Stau-

chung wird als Bruchstauchung ε_{Bruch}^- bezeichnet. Als Restfestigkeit β_{Rest}^D wird entsprechend *Bild 3.15* das im Nachbruchbereich nach größeren Deformationen realisierte Spannungsniveau bezeichnet. Die Verformungsmoduli im Vor- und Nachbruchbereich werden als Sekantensteigung zwischen den Wendepunkten der Ent- und Wiederbelastungszyklen festgelegt.

Eine Zusammenstellung der im Rahmen triaxialer Kompressionsversuche an Tongestein der Lokation Mont Terri ermittelten Materialkennndaten zeigt *Tabelle 3.2*. Die Laboruntersuchungen erfolgten vornehmlich an den im Rahmen der Bohrungen BLT7 und BLT9 (Bezeichnung BSE und BRA) gewonnenen Prüfkörpern mit einer Ausrichtung der Schichtung parallel zur Prüfkörperachse (P-Proben). Die bei der Bohrung BLT8 gewonnenen Prüfkörper mit einer um ca. 45 ° geneigten Ausrichtung der Schichtung zur Prüfkörperachse (Z-Proben) zeigen tendenziell eine deutlich reduzierte Festigkeit und werden somit von der weiteren Diskussion ausgeschlossen.

Probe [Nr.]	Bohrung [-]	Durchmesser [mm]	Höhe [mm]	Manteldruck [MPa]	Deformationsrate [%/min]	T [°C]	β_1 [MPa]	β_{1c} [MPa]	β_{1c-in} [MPa]	β_{1-Dil} [MPa]	β_{1-Rest} [MPa]	Wassergehalt [M-%]	Sättigungsgrad [-]	$\varepsilon_{fracture}$ [%]	E_{EW} [MPa]	E_R [-]
1	BLT 7/13	90.0	180.0	2.00	0.025	25.00	26.22	26.08	26.08	18.46	-	7.25	1.00	0.53	-	-
2	BLT 7/11	90.0	180.0	4.00	0.025	25.00	31.88	31.66	31.65	31.50	-	7.30	1.00	0.70	-	-
3	BLT 7/1	90.0	180.0	6.00	0.025	25.00	29.09	28.88	28.88	28.07	-	6.37	1.00	0.75	-	-
4	BLT 7/12	90.0	180.0	9.00	0.025	25.00	41.00	40.67	40.67	40.50	-	7.20	1.00	0.75	-	-
5	BLT 7/10	90.0	180.0	2.00	0.025	25.00	24.85	24.73	24.73	21.67	-	7.10	1.00	0.49	-	-
6	BLT 7/10	89.9	180.0	4.00	0.025	25.00	26.40	26.25	26.25	25.70	-	7.25	1.00	0.60	-	-
14	BLT 7/4	90.0	180.0	2.00	0.025	25.00	23.90	23.78	23.78	23.78	10.00	-	-	0.50	23284	14648
15	BLT 7/4	90.0	180.0	2.00	0.025	25.00	20.09	19.98	19.98	19.00	10.00	-	-	0.60	6765	5439
17	BLT 8/6	90.0	180.0	0.50	0.1MPa/min	25.00	10.19	10.12	10.12	10.12	-	6.30	1.00	0.62	-	-
18	BLT 8/3	101.0	200.0	0.50	0.025	25.00	7.73	7.67	7.67	7.67	-	6.50	1.00	0.70	-	-
19	BLT 8/15	106.0	190.0	1.00	0.1MPa/min	25.00	7.44	7.41	7.41	7.30	-	6.30	1.00	0.42	-	-
20	BLT 8/2	90.0	180.0	2.00	0.025	25.00	9.15	9.09	9.09	9.00	-	6.80	1.00	0.58	-	-
21	BLT 8/7	101.0	200.0	3.00	0.1MPa/min	25.00	12.09	11.99	11.98	11.45	-	6.40	1.00	0.84	-	-
22	BLT 8/3	101.0	200.0	4.00	0.1MPa/min	25.00	9.66	9.18	9.16	9.07	-	6.40	1.00	0.52	-	-
23	BLT 8/15	100.6	187.5	5.00	0.1MPa/min	25.00	13.63	13.57	13.57	13.57	-	6.20	1.00	0.51	-	-
24	BLT 8/4	90.0	180.0	6.00	0.025	25.00	13.11	13.07	13.07	13.07	-	6.60	1.00	1.20	-	-
41	BSE 3/3	80.0	160.0	7.00	0.025	25.00	41.78	41.48	41.48	36.70	24.00	6.37	1.00	0.71	13609	8314
42	BSE 3/9	80.0	160.0	7.00	0.025	25.00	39.46	39.19	39.19	36.52	-	6.82	1.00	0.68	11598	-
43	BSE 3/8	80.0	160.0	5.00	0.025	25.00	30.14	29.96	29.96	25.60	13.18	6.62	1.00	0.62	11590	5888
44	BSE 3/8	80.0	160.0	5.00	0.025	25.00	33.77	33.57	33.57	27.90	19.55	6.57	0.99	0.57	8241	5585
45	BSE 3/8	80.0	160.0	3.00	0.025	25.00	25.46	25.36	25.36	21.10	-	6.52	0.99	0.42	7862	-
46	BSE 3/20	79.9	160.0	5.00	0.025	25.00	39.30	39.06	39.06	-	22.00	5.49	0.81	0.60	-	-
47	BSE 3/20	79.9	160.0	5.00	0.025	25.00	38.35	38.10	38.10	-	26.32	6.80	1.00	0.69	-	-
48	BSE 3/19	80.0	160.0	1.00	0.025	25.00	24.39	24.30	24.30	17.30	-	6.38	1.00	0.36	9036	-
50	BSE 3/9	80.0	160.0	7.00	0.025	25.00	46.70	46.33	46.33	-	26.33	5.33	0.78	0.80	-	-
51	BSE 3/4	80.0	160.0	1.00	0.025	25.00	18.62	18.57	18.57	12.70	-	6.61	1.00	0.28	9414	-
52	BSE 3/4	80.0	160.0	3.00	0.025	25.00	28.66	28.53	28.53	21.70	13.00	6.21	0.94	0.48	9049	6425
53	BSE 3/9	80.0	160.0	7.00	0.025	25.00	50.12	49.75	49.75	-	31.50	3.97	0.58	0.74	-	-
54	BSE 3/10	80.0	160.0	3.00	0.025	25.00	30.80	30.65	30.65	-	14.30	5.33	0.74	0.50	-	-
55	BSE 3/10	80.0	160.0	3.00	0.025	25.00	36.08	35.85	35.85	-	15.00	4.49	0.62	0.66	-	-
56	BRA 1/29	80.0	160.0	1.00	0.025	25.00	26.86	26.73	26.73	-	9.60	3.41	0.58	0.49	-	-
58	BRA 1/28	80.0	160.0	1.00	0.025	25.00	21.31	21.24	21.24	-	8.85	3.74	0.67	0.45	-	-

Tabelle 3.2: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse an Bohrkernmaterials der Lokation Mont Terri – Triaxiale Kompressionsbruchversuche

Insgesamt wurden entsprechend *Tabelle 3.2* Versuche mit variierten Manteldrücken von $\sigma_{23} = 0,5$ bis 9,0 MPa durchgeführt. Analog zu Salzgesteinen zeigen die untersuchten Tongesteine in der Tendenz eine Abhängigkeit der Bruchfestigkeit von der Minimalspannung. Auch kann der graphischen Auftragung der Bruchfestigkeiten β_{1c-in} in Abhängigkeit von der Minimalspan-

nung in *Bild 3.16* eine deutliche Zunahme der Bruchfestigkeit mit zunehmender Minimalspannung entnommen werden.

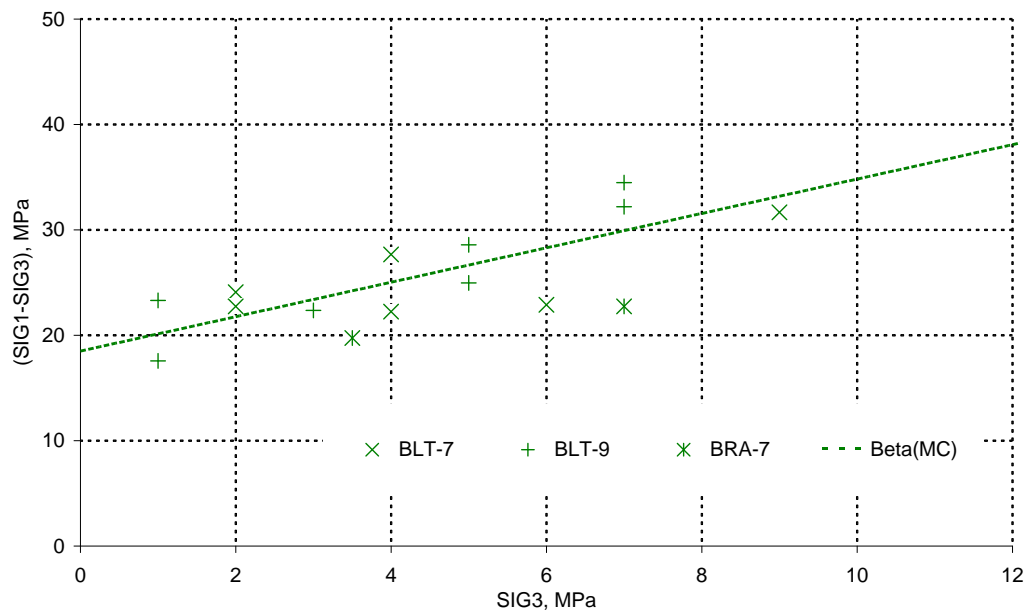


Bild 3.16: Bruchfestigkeiten β_{1c-ln} in Abhängigkeit von der Minimalspannung (Mont Terri)

Mit Hilfe einer linearen Regression oder einer nachweisbezogen konservativen Abschätzung kann aus den Versuchsdaten mit Differenzierung nach der Herkunft / Lagerung des Bohrkernmaterials eine lineare Beziehung zwischen den Minimalspannungen und den Bruchspannungen abgeleitet werden. Die jeweils aus einer linearen Regression resultierende Ausgleichsgerade ist in *Bild 3.16* dargestellt. Für die untersuchten Tongesteine der Lokation Mont Terri wird ohne eine weiterführende Differenzierung bezogen auf Teufenlage, Lagerungsbedingungen oder mineralogische Zusammensetzung die Kohäsion für P-Proben der Bohrungen BLT7 und BLT9 berechnet zu $c = 5,71$ MPa und der Winkel der inneren Reibung $\phi \approx 27^\circ$.

Bild 3.17 zeigt die aus den laborativen Untersuchungen ermittelten Bruchfestigkeiten aus TC-Versuchen im Vergleich mit ausgewählten Daten aus der neueren Literatur hier Bruchfestigkeitscharakteristik nach *IfG (2007)*. Im Vergleich mit dieser Bruchfestigkeitscharakteristik wird deutlich, dass die aus einer linearen Regression resultierende Ausgleichsgerade die Festigkeit des Gesteins im Bereich geringer Minimalspannungen überschätzt. In Anlehnung an die Materialparameter nach *Bock (2001)* in Tabelle 2.3 wird die einaxiale Kompressionsbruchfestigkeit mit $\beta_1 = 10$ MPa angenommen. Zur Beschreibung der Bruchfestigkeitsgrenze wird daher die Beziehung nach *Hou/Lux-T* mit den Materialkennwerten $a_6 = 50,5$ MPa, $a_7 = 40,0$ MPa und $a_8 = 0,14$ 1/MPa versehen, vgl. *Abschnitt 4.7*.

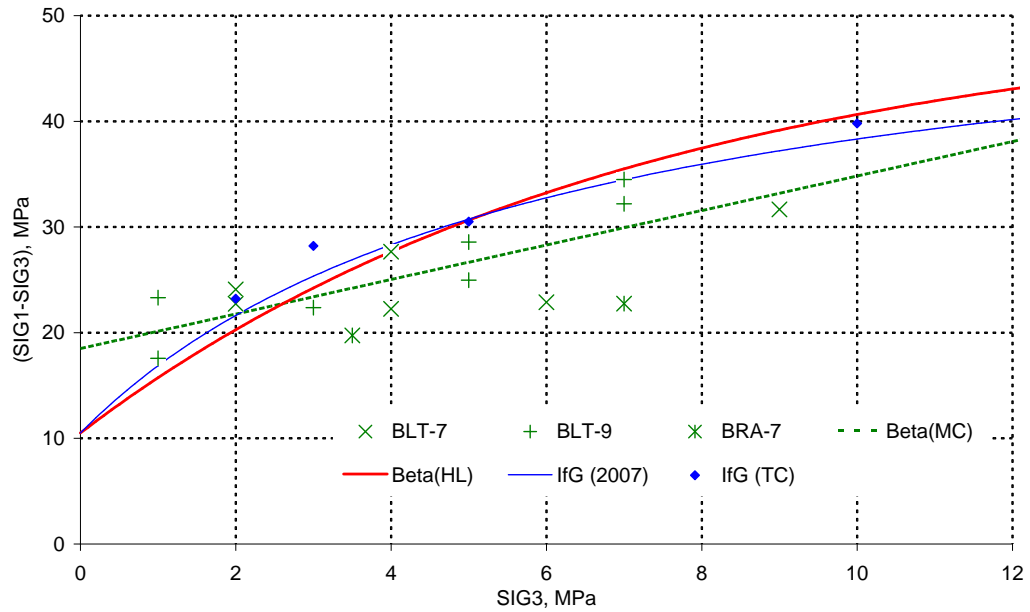


Bild 3.17: Bruchfestigkeiten β_{lc-ln} in Abhängigkeit von der Minimalspannung (Mont Terri)

In Bild 3.18 sind die aus den Ergebnissen der Kurzzeitversuche abgeleiteten Bruchdeformationen $\varepsilon_{1,f}^-$ (Bruchstauchungen) aufgetragen.

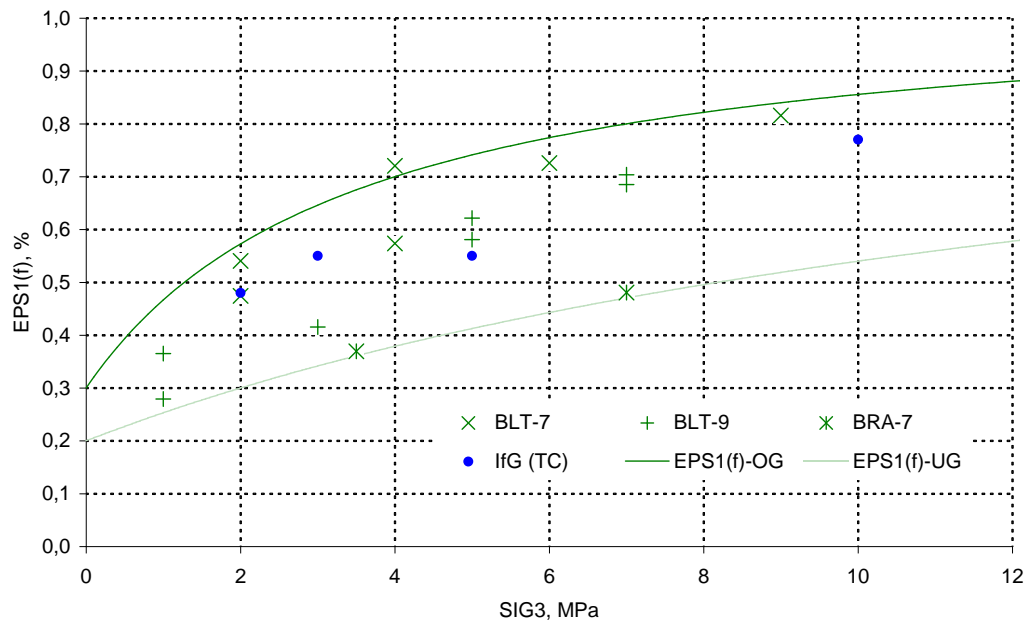


Bild 3.18: Bruchstauchungen an Tongestein aus Mont Terri für P-Proben

An den laborativ ermittelten und entsprechend der Bohrloch-Lokation und der Schichtungsaustrichtung gekennzeichneten Bruchstauchungen ist zu erahnen, dass das untersuchte Tongestein bezüglich der Bruchdeformationen bei Bohrkernmaterial mit $\alpha = 0^\circ$ (BLT7, BLT9 \rightarrow P-

Prüfkörper) eine in nur sehr geringem Maße mit der Minimalspannung zunehmende Abhängigkeit aufweist. Für S- und Z-Prüfkörper liegen entsprechende Untersuchungen noch nicht vor. Zusätzlich wird in *Bild 3.18* graphisch eine Begrenzung des Streubreitenbandes nach oben und unten vorgenommen.

Analog zu Steinsalz zeigt sich bei dem untersuchten Tongestein tendenziell ebenfalls eine (wenn auch nur sehr geringfügige) Zunahme der Bruchstauchung bei zunehmender Minimalspannung; allerdings sind die Bruchverzerrungen absolut gesehen mit Zahlenwerten von generell $\varepsilon_{1,f}^- < 1\%$ signifikant kleiner als bei Steinsalz.

3.5 Dilatanzfestigkeit und dilatante Deformationen

3.5.1 Zum internationalen Kenntnisstand

Horseman (2003) verfolgt den Ansatz, bezüglich des Dilatanzverhaltens von Tongesteinen die Konzepte für Steinsalz grundsätzlich zu übernehmen, da die phänomenologischen Wirkungen der Gebirgsauflockerungen bei Überschreiten der Dilatanzfestigkeitsgrenze ähnlich sind.

Diese Konzeption wird auch hier verfolgt, um Elemente der Schädigungsmechanik (*CDM*) zumindest phänomenologisch und insbesondere im Hinblick auf die geomechanisch-geohydraulischen Wirkungen von Salzgestein auf Tongesteine zu übertragen. Dass die jeweiligen Prozesse infolge des verschiedenartigen Gefügebau auf unterschiedlichen Mechanismen beruhen und sich quantitativ unterschiedlich zeigen, ist dabei selbstverständlich.

Im Rahmen der laborativen Untersuchungen an Tongestein der Sondierbohrung Benken wurde bei den triaxialen Kompressionsversuchen auch die Volumenänderung der Prüfkörper gemessen. Aus *Bild 3.19* ist zu erkennen, dass bei anfänglicher axialer Deformation die Prüfkörper zunächst angenähert linear kompaktiert werden ($\Delta V > 0$ entspricht einer Volumenabnahme). Vor Erreichen der Maximalfestigkeit nimmt die Steigung der Volumenverzerrungskurve bis hin zu einem Wechsel in einen abfallenden Verlauf ab, d.h. die Kompaktion wird bei zunehmender Belastung zunehmend von einer Volumenzunahme überlagert, die schließlich auch dominiert und die als Dilatanz bezeichnet und durch die Entstehung, Ausbreitung und Vernetzung von Mikrorissen verursacht wird.

Die relative Volumenzunahme ist besonders markant, sobald sich die Kurvensteigung umkehrt und die integrale Kompaktion in eine integrale Dilatanz übergeht. Diese Phase ist durch zunehmende Rissvernetzung und die Ausbreitung von makroskopischen Bruchflächen gekennzeichnet

und endet mit dem bruchhaften Versagen des Prüfkörpers bei Erreichen der Spitzenbruchfestigkeit und seinem Übergang in die Nachbruchphase, *Bild 3.19, NTB 00-01 (2001)*.

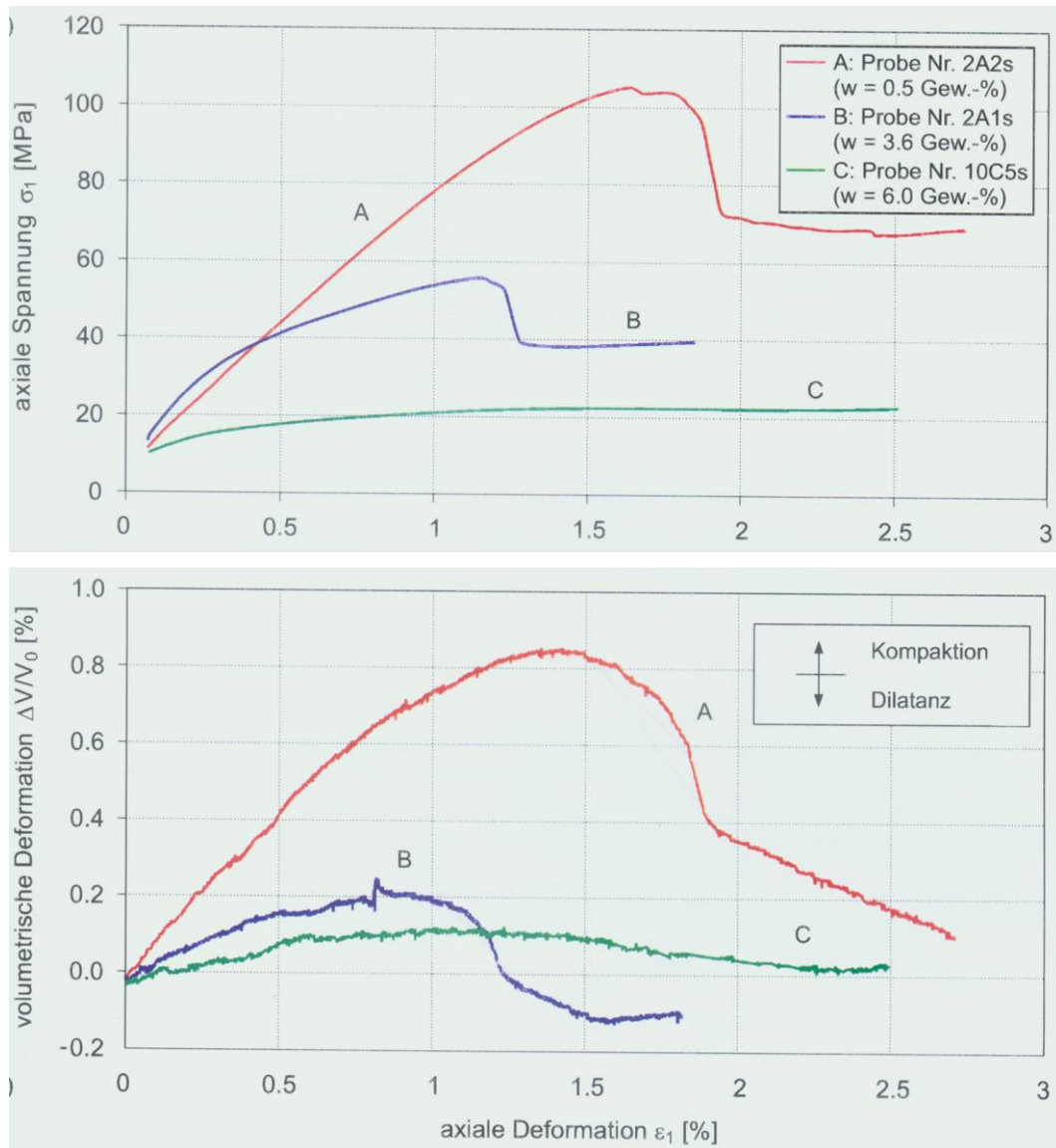


Bild 3.19: Axialspannung und Volumenverformung als Funktion der axialen Verformung für Opalinuston mit unterschiedlichem Wassergehalt nach NTB 00-01 (2001)

3.5.2 Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse

Über die klassische Messung von Axialdruck, Manteldruck, Axialverformung und Temperatur hinaus wurde die Volumenänderung der Prüfkörper während des Versuchs messtechnisch bestimmt. Zur Erfassung der Volumenänderung wird entsprechend *Bild 3.20* neben der induktiven Messung der axialen Prüfkörperdeformation Δl die volumetrische Änderung des Ölvolumens in der Triaxialzelle ermittelt. Das während des Versuchs in der Triaxialzelle verdrängte Ölvolu-

men $\pm \Delta V$ wird über einen doppelt wirkenden Messzylinder geführt. Dabei entspricht 1 mm Verfahrweg des Kolbens im Messzylinder einem konstruktiv definierten Volumen von 2,6 ml. Bei einer Messgenauigkeit der am Kolben des Messzylinders angeschlagenen Wegmessung von 1/100 mm können mit dem skizzierten System Volumenänderungen in der Größenordnung von 0,025 ‰ des Prüfkörpervolumens erfasst werden.

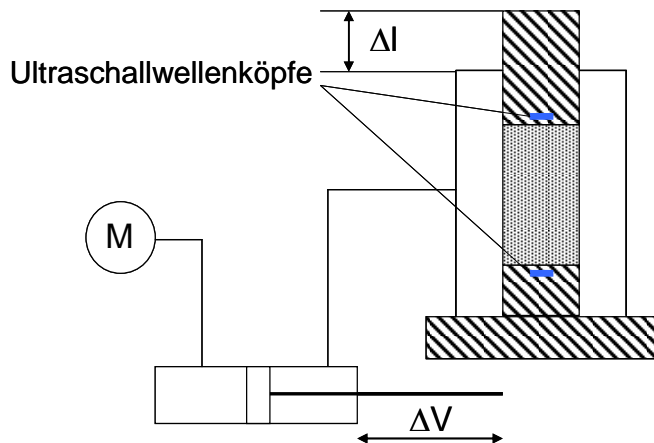


Bild 3.20: Prinzipskizze der Dilatanzmessung

Die auf Grundlage der Volumenänderung des Gesteins festgelegte Dilatanzfestigkeit kennzeichnet entsprechend Bild 3.21 diejenige Axialspannung σ_{Dil} , bei der die volumetrische Prüfkörperdeformation ein Minimum ausweist (nach Überschreiten von $\min \varepsilon_{vol}$ überwiegen dilatante Deformationen).

Eine weitere Präzisierung der Dilatanzfestigkeit mittels der in Bild 3.20 gezeigten Ultraschallprüfköpfe konnte im Rahmen der Untersuchungen nicht bei allen Versuchen erfolgen, da die diesbezüglich erforderlichen konstruktiven Änderungen der Prüfmaschinen noch nicht abgeschlossen waren.

Untersuchungen zur vergleichenden Festlegung der Dilatanzfestigkeit auf Basis der Volumendilatanz und einer online-Messung der Ultraschallwellenlaufzeiten erfolgen im Rahmen der Versuche Nr. 41-58. Durch die kontinuierliche Durchschallung der Prüfkörper während des Versuchs mit messtechnischer Aufzeichnung der Schallwellenlaufzeiten ist beabsichtigt, eine von der Volumenmessung unabhängige Festlegung der Dilatanzfestigkeit als demjenigen Beanspruchungsniveau zu treffen, bei dem infolge der Ausbildung von Materialschädigungen (Mikrofissuren) eine Reduktion der Schallwellenlaufzeiten beobachtet wird.

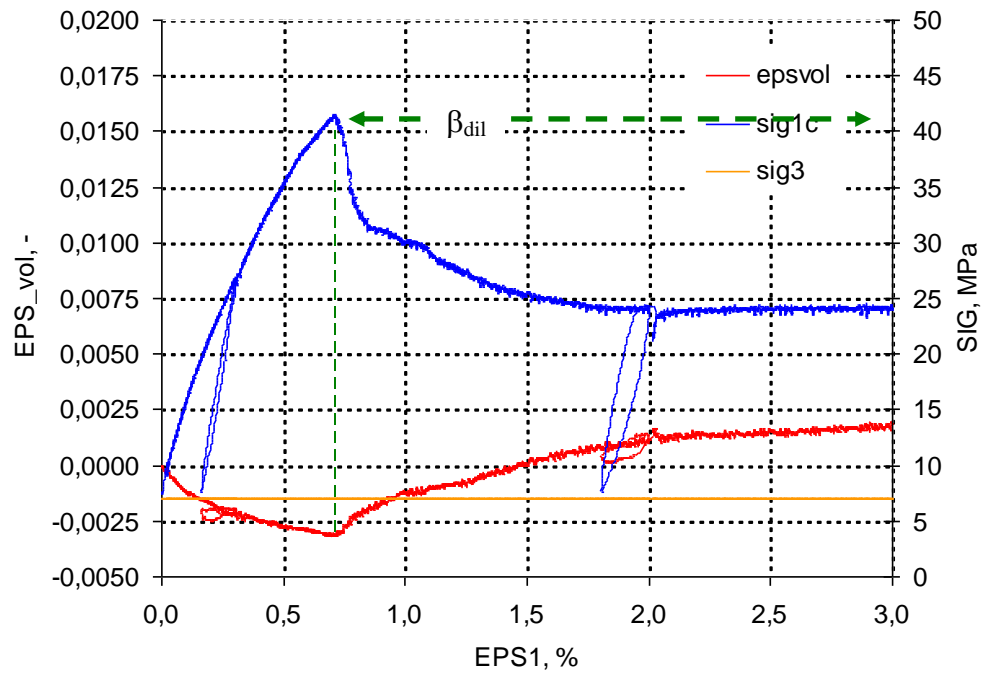


Bild 3.21: Festlegung der Dilatanzfestigkeit auf Grundlage der Volumenverzerrung

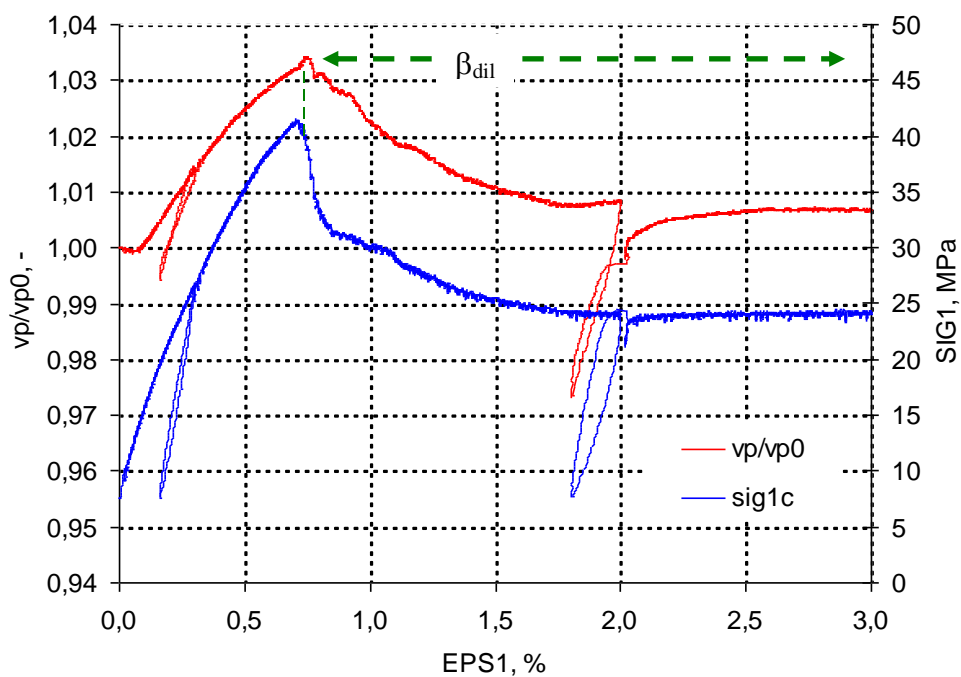


Bild 3.22: Festlegung der Dilatanzfestigkeit auf Grundlage der Schallwellenlaufgeschwindigkeit

Die in Bild 3.22 exemplarisch dargestellten Untersuchungsergebnisse für die Probe Nr. 41 zeigen jedoch erst im Bruchbereich der Probe eine Reduzierung der Laufzeitenverhältnisse.

Daher wird im Folgenden in Anlehnung an die Theorie nach *Horseman (2003)* zunächst das Dilatanzkonzept von Steinsalz auf Tongestein übertragen, das die Vorgänge während einer triaxialen Belastung wie folgt beschreibt: Im Rahmen der axialen Belastungserhöhung wird das Gestein zunächst etwa linear kompaktiert (Volumenabnahme). Bereits deutlich vor Erreichen des Bruchfestigkeitsniveaus wird der Vorgang der Kompaktion durch eine Volumenvergrößerung infolge der Ausbildung von Materialschädigungen (Mikrofissuren) überlagert, *Bild 3.24*.

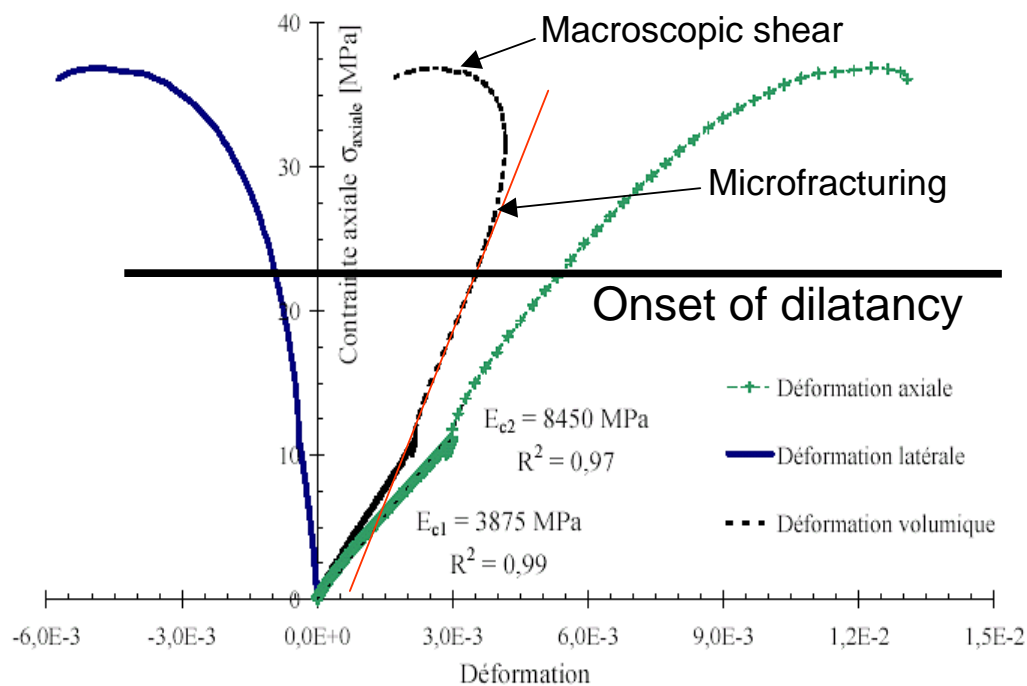


Bild 3.24: Ermittlung der Dilatanzfestigkeit für Tongestein aus Bure nach Horseman (2003)

Die Abweichung der gemessenen Volumendehnung von dem mit linearer Charakteristik verlaufenden Kompaktionsvorgang, der in *Bild 3.24* mit einer roten Linie idealisiert dargestellt ist und der der anfänglichen nichtlinear geprägten Kompaktionsphase (z.B. Schließen von Porenräumen) folgt, kennzeichnet das nachhaltige Einsetzen von Mikrofissuren und somit eine Überschreitung der Dilatanzfestigkeit (Dilatanzfestigkeit = Gefügefestigkeit).

Im Gegensatz zu Steinsalz konnten für das untersuchte Bohrkernmaterial keine signifikanten Unterschiede zwischen Bruchfestigkeit und Dilatanzfestigkeit aus der Volumenänderung der Prüfkörper und auch aus der Änderung der Schallwellenlaufzeiten mit der bestehenden Messtechnik abgeleitet werden. Daher wäre die Dilatanzfestigkeit näherungsweise mit der Bruchfestigkeit gleich zu setzen.

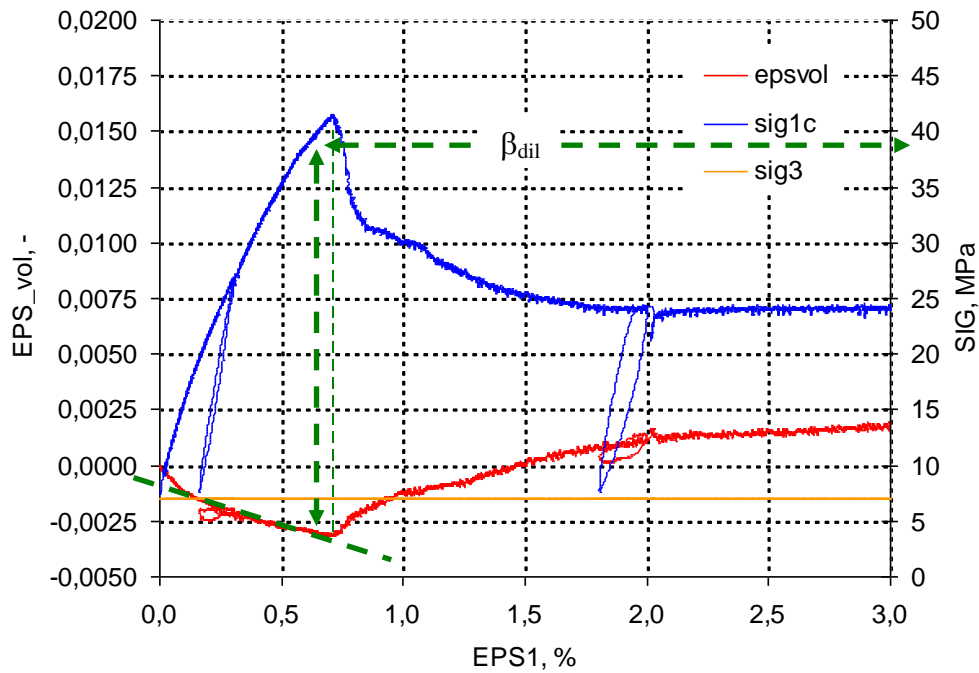


Bild 3.25: Ausgewählte Untersuchungsergebnisse für den Prüfkörper Nr. 41 zur Ermittlung der Dilatanzfestigkeit auf Basis der Volumendehnung

Bild 3.26 zeigt nochmals entsprechend Bild 3.17 die aus den laborativen Untersuchungen ermittelten Bruchfestigkeiten.

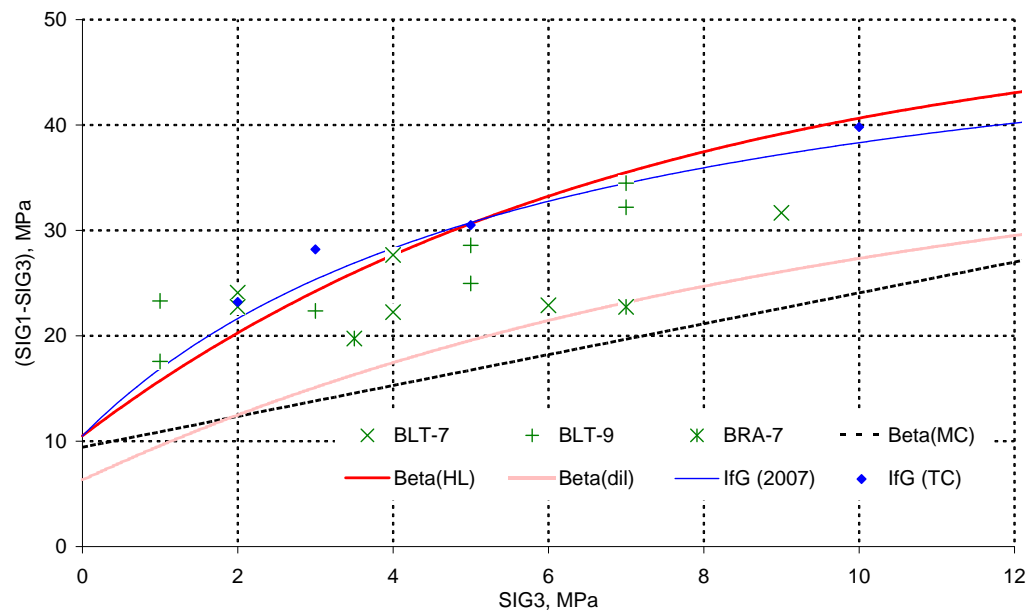


Bild 3.26: Ermittelte Dilatanzfestigkeiten für das untersuchte Bohrkernmaterial aus Mont Terri (näherungsweise entsprechend Bruchfestigkeiten)

Zusätzlich zu diesen Daten ist die Bruchfestigkeit von Opalinuston aus Mont Terri entsprechend den Angaben in *Bock (2001)* bzw. *Martin & Lanyon (2003)* mit den Scherparametern $c = 3 \text{ MPa}$ und $\varphi = 25^\circ$ dargestellt. Im Vergleich zu den Messdaten wird deutlich, dass der Ansatz der Bruchfestigkeit mit $c = 3 \text{ MPa}$ und $\varphi = 25^\circ$ noch unter der Untergrenze der gemessenen Bruchfestigkeiten liegt und die Bruchfestigkeit des Gesteins damit im Grundsatz unterschätzt. Im Hinblick auf die weiteren Untersuchungen zur Validierung des Stoffmodells wird (konservativ) angenommen, dass die Dilatanzgrenze der Untergrenze der ermittelten Bruchfestigkeiten entspricht, so dass zur Charakterisierung der Dilatanzfestigkeit die Scherparameter $c = 3 \text{ MPa}$ und $\varphi = 25^\circ$ als Scherparameter in die Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb eingeführt werden können. Die Dilatanzfestigkeit in dem Stoffmodell *How/Lux-T* wird dementsprechend mit den Materialkennwerten $a_4 = 0,4$ und $a_5 = 0,02 \text{ 1/MPa}$ festgelegt. Die Annäherung ist aus *Bild 3.26* zu ersehen.

3.6 Abhängigkeit der Materialeigenschaften von den Schicht- / Schieferungsflächen

3.6.1 Zum internationalen Kenntnisstand

Bei der Bearbeitung des BMWi-Forschungsvorhabens mit dem Förderkennzeichen 02E9632 hat sich das anisotrope Materialverhalten des untersuchten Tongesteins als eine charakteristische Materialeigenschaft herausgestellt, die im Hinblick auf eine realitätsnahe physikalische Modellierung dementsprechend zu berücksichtigen ist, *Lux et al. (2006)*. Dieser Abschnitt beschreibt Ansätze zur Berücksichtigung von Festigkeitsanisotropien bei der physikalischen Modellbildung und stellt vor diesem Hintergrund ein elasto-plastisches Stoffmodell mit Berücksichtigung einer reduzierten Festigkeit auf Schichtflächen vor.

Die in den vorhergehenden Abschnitten skizzierten mechanischen Materialeigenschaften von Tongesteinen zeigen eine grundsätzliche Abhängigkeit von der Ausbildung des Korngefüges und damit eine mehr oder weniger ausgeprägte Anisotropie. Diese Abhängigkeit zeigt sich u.a. durch reduzierte Festigkeiten auf Schicht-/ Schieferungsflächen.

Untersuchungen zum Tragverhalten von Grubenbauen zeigen, dass ohne Berücksichtigung dieser anisotropen Eigenschaften eine Re-Analyse von Feldbeobachtungen Defizite aufweisen könnte. Daher sollen nachstehend kurz Möglichkeiten skizziert werden, wie anisotrope Materialeigenschaften in die physikalische Modellierung integriert werden können.

(a) Elastisches Verhalten

Für das in *Bild 3.27a* dargestellten Gestein mit richtungslosem Korngefüge (feinkristallines Steinsalz, Granit) ergeben sich bei axialer Beanspruchung unterhalb der Gesteinsfestigkeit weitgehend elastische Deformationen.

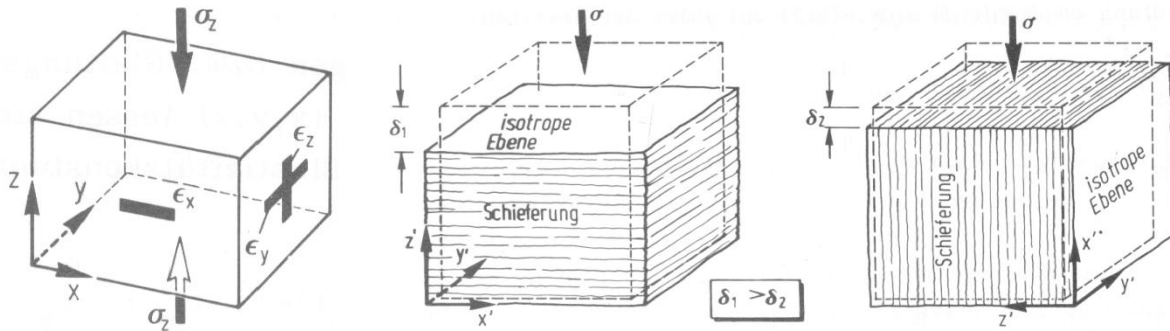


Bild 3.27: (a) Modell mit richtungslosem Korngefüge, (b) Modell mit flächigem Gefüge nach Wittke (1984)

Zwei Kenngrößen, der Elastizitätsmodul E_V und die Poissonzahl ν , reichen dann zur Beschreibung des linear-elastischen Spannungsverzerrungsverhaltens aus.

Bei dem im *Bild 3.27b* dargestellten Modell eines Gesteins mit flächigem Gefüge (Tongestein) stellt die Annahme eines isotropen elastischen Verhaltens eine unzulässige Vereinfachung dar. Erfahrungsgemäß weisen diese Gesteine eine wesentlich stärkere Zusammendrückbarkeit senkrecht zur Gefügeebene als parallel dazu auf. In der Ebene des flächigen Gefüges ist das Spannungsverzerrungsverhalten dagegen isotrop. Die einfachste Möglichkeit, ein solches Verhalten im elastischen Deformationsbereich zu beschreiben, besteht in der Idealisierung als transversal isotropes Material. Das Spannungsverzerrungsverhalten wird dann durch fünf voneinander unabhängige Elastizitätskonstanten charakterisiert. Diese fünf Materialkennwerte sind die Elastizitätsmoduli E_1 und E_2 für die Richtungen parallel bzw. senkrecht zur isotropen Ebene, der Schubmodul G_2 für Schubbeanspruchungen in der isotropen Ebene sowie die zwei Poisson-Zahlen ν_1 und ν_2 entsprechend den Elastizitätsmoduli. Die Materialkennwerte sind aus entsprechend orientierten Versuchen abzuleiten. Die Herleitung der Materialkennwerte für das transversal isotrope Materialverhalten ist z.B. bei Wittke (1984) zu finden.

(b) Elasto-plastisches Verhalten nach Mohr-Coulomb

Der Beanspruchungsbereich, in dem die Spannungen und Verformungen durch die lineare Elastizitätstheorie beschrieben werden können, ist durch die Fließgrenze begrenzt. Beanspru-

chungen oberhalb sind mit elasto-plastischen Deformationen verbunden. Gesteine mit richtungslosem Korngefüge werden im Allgemeinen hinsichtlich ihrer Festigkeit als isotrop angesehen. Bei Gesteinen mit flächigem Korngefüge sind durch die Gefügeebenen in der Regel Ebenen bevorzugter Spaltbarkeit bzw. abgeminderter Festigkeit vorgegeben. Zur Beschreibung der Scherfestigkeit in den Gefügeebenen bei Gesteinen mit flächigem Korngefüge wird ebenso wie bei Gesteinen mit richtungslosem Korngefüge das *Mohr-Coulomb*'sche Bruchkriterium herangezogen. Dabei werden auf Seite der Beanspruchung die resultierende Schubspannung τ_{res} in dieser Ebene und die entsprechende Normalspannung σ_n herangezogen. Die Abminderung gegenüber der Festigkeit des Gesteins wird dabei durch die Wahl entsprechender Scherparameter ϕ_s und c_s berücksichtigt:

$$\tau_{res} = \sigma_n \cdot \tan \phi_s + c_s \quad (3.10)$$

Auch nach Überschreitung der Scherfestigkeit kann Gestein in der Regel in begrenztem Umfang noch Schubspannungen übertragen. Dieser Zustand wird mit Hilfe der Parameter Restreibungswinkel sowie Restkohäsion beschrieben. Bei einem gegebenen Spannungszustand muss folglich für die Schichtungsebene sowie für die richtungsunabhängige homogene Matrix getrennt überprüft werden, ob eines der Bruchkriterien verletzt wird, *Bild 3.8a/b*.

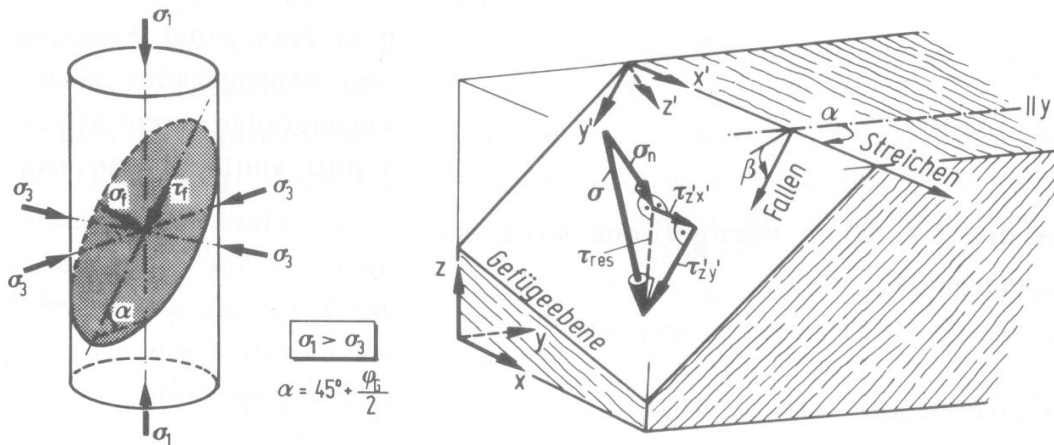


Bild 3.28: (a) Modell mit richtungslosem Korngefüge, (b) Modell mit flächigem Gefüge nach Wittke (1984)

(c) *Elasto-plastisches Verhalten mit nichtlinearem Bruchkriterium*

Bei der Beschreibung der Festigkeit von Schichtflächen wird von der in der Schichtflächenebene wirkenden Schubspannung τ_{res} und der senkrecht zur Schichtfläche gerichteten Normalspannung σ_n ausgegangen. In Analogie zu der Beschreibung der Scherfestigkeit von Trennflächen könnte die Größe der Normalspannungen dabei in Abhängigkeit von der geometrischen Ausbildung der

Schichtflächen Einfluss haben auf die Scherfestigkeit. Bei unebenen Schichtflächen kann ein Schubbruch nach *Bild 3.29a/b* auf zweierlei Arten erfolgen, *Wittke (1984)*:

- Ist infolge einer relativ geringen Normalspannung senkrecht zur Schichtfläche eine gegenseitige Verschiebung der beiden Schichtflächenufer in Verbindung mit einem Aufgleiten möglich, gilt als Bruchkriterium:

$$\tau_{res} = \sigma_n \cdot \tan(\phi + i)_s + c_s \quad (3.11)$$

Je nach Größe des Aufgleitwinkels i ergeben sich auch bei kleineren Normalspannungen höhere Scherfestigkeiten als bei ebener Ausbildung der Schichtfläche.

- In Abhängigkeit von den Festigkeitseigenschaften des Gesteins sowie der Geometrie der Unebenheiten werden ab einer bestimmten Größe der Normalspannung anstelle eines Aufgleitens die in der Abstraktion als sägezahnartig angenommenen Unebenheiten der Schichtflächenoberfläche abgeschert. Für diesen Schervorgang müssen Reibung und Kohäsion überwunden werden. Als Bruchkriterium wird erhalten:

$$\tau_{res} = \sigma_n \cdot \tan \phi_s + c_s \quad (3.12)$$

Beide Bruchmechanismen werden auch in nichtlinearen Bruchkriterien gemeinsam betrachtet. Dabei entscheidet die Größe der Normalspannung, welcher Bruchmechanismus aktiviert wird.

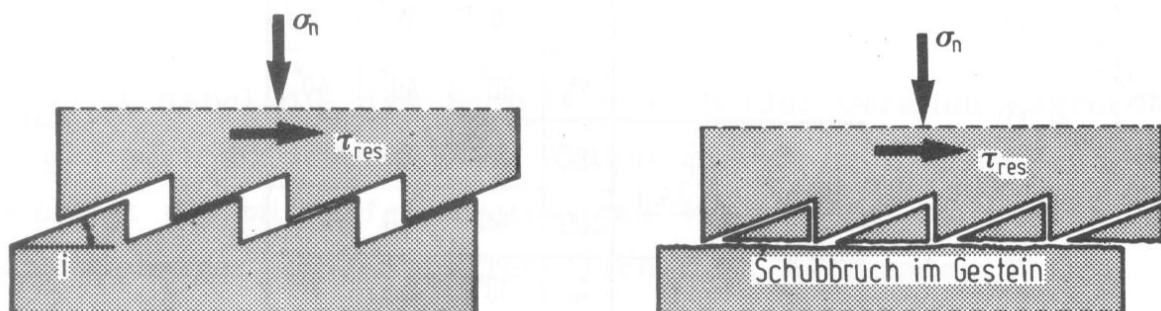


Bild 3.29: (a) Schubbruch infolge Aufgleiten, (b) Schubbruch infolge Abscherung nach Wittke (1984)

Bei den laborativen Materialuntersuchungen zum Deformations- und Festigkeitsverhalten sind somit neben den Gesteinsparametern für die Matrix auch die Parameter für die Schichtflächen bzw. die Wirkung des Schichtflächengefüges auf die Materialparameter zu ermitteln. Bezüglich der Probenauswahl für laborative Untersuchungen und der aus den Ergebnissen abgeleiteten Gesteinsparameter ist folglich immer die Bohrungsrichtung bezogen auf den Einfall der Schichtung zu beachten bzw. anzugeben.

(d) Abhängigkeit der einaxialen Gebirgsdruckfestigkeit von Schichtungs- und Hauptbeanspruchungsrichtung

Zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit eines Gesteins mit flächigem Korngefüge werden im Labor Versuche mit unterschiedlicher Neigung β der Gefügeebenen zur Belastungsrichtung durchgeführt. Die gemessenen Druckfestigkeiten werden in einem Polardiagramm als Funktion des Neigungswinkels mit $\sigma_d = f(\beta)$ aufgetragen. Die Ermittlung der Scherparameter φ_s , c_s in den Gefügeflächen erfolgt unter der Annahme $\beta_{\min} = 45^\circ + \varphi_s/2$ wie folgt:

$$\varphi_s = 2(\beta_{\min} - 45^\circ) \quad (3.13)$$

$$c_s = \sigma_{d,s} \cdot (\beta_{\min} \cdot \cos \beta_{\min} - \cos^2 \beta_{\min} \cdot \tan \varphi_s) \quad (3.14)$$

mit β_{\min} Winkel, bei dem die einaxiale Druckfestigkeit den kleinsten Wert aufweist,°
 $\sigma_{d,s}$ minimale einaxiale Druckfestigkeit, MPa

Bild 3.30 zeigt die theoretische Darstellung der einaxialen Druckfestigkeit eines Gesteins mit flächigem Korngefüge nach Wittke (1984).

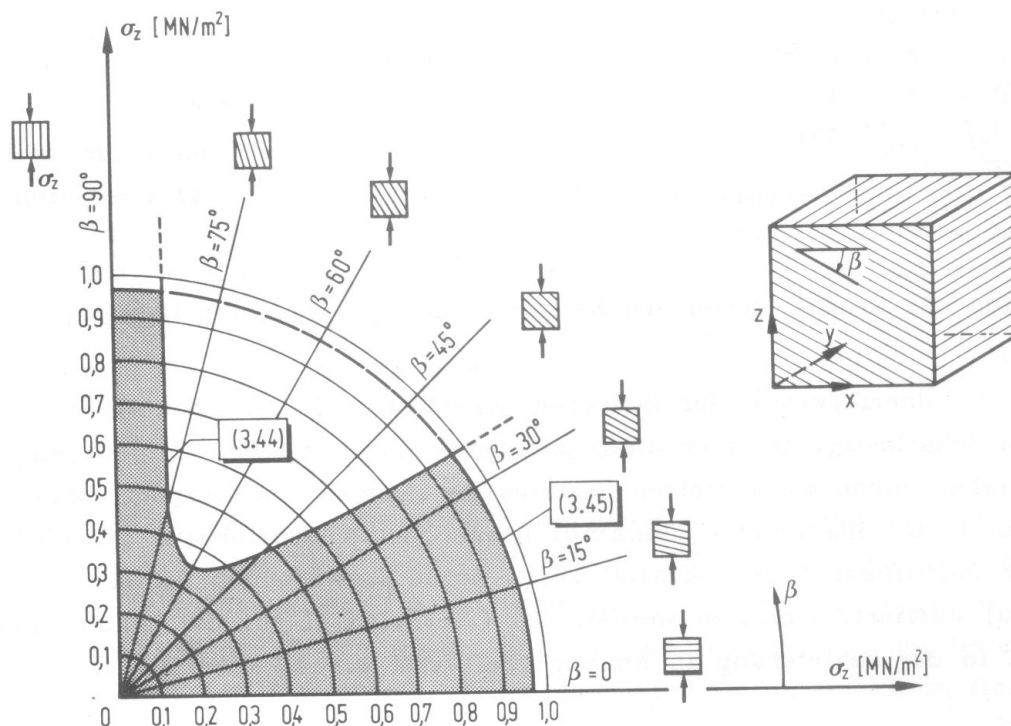


Bild 3.30: Einaxiale Druckfestigkeit eines Gesteins mit flächigem Korngefüge nach Wittke (1984).

In Bild 3.31 sind die Werte für Opalinuston der Bohrung Benken nach NTB 00-01 (2001) ebenfalls in einem Polardiagramm eingetragen. Eine erste vorsichtige Interpretation aus dieser Darstellung könnte wie folgt aussehen:

- Die Schichtflächenfestigkeit ist sehr stark reduziert gegenüber der Matrixfestigkeit.
- Die richtungsbezogenen Beanspruchungsbereiche, in denen die Schichtflächenfestigkeit die Gesteinsdruckfestigkeit beeinflusst und herabsetzt, sind relativ groß ($20^\circ \leq \beta \leq 80^\circ$).
- Die Gesteinsdruckfestigkeit ist durch die reduzierte Schichtflächenfestigkeit in großen Bereichen der Grubenbaukontur abgemindert.

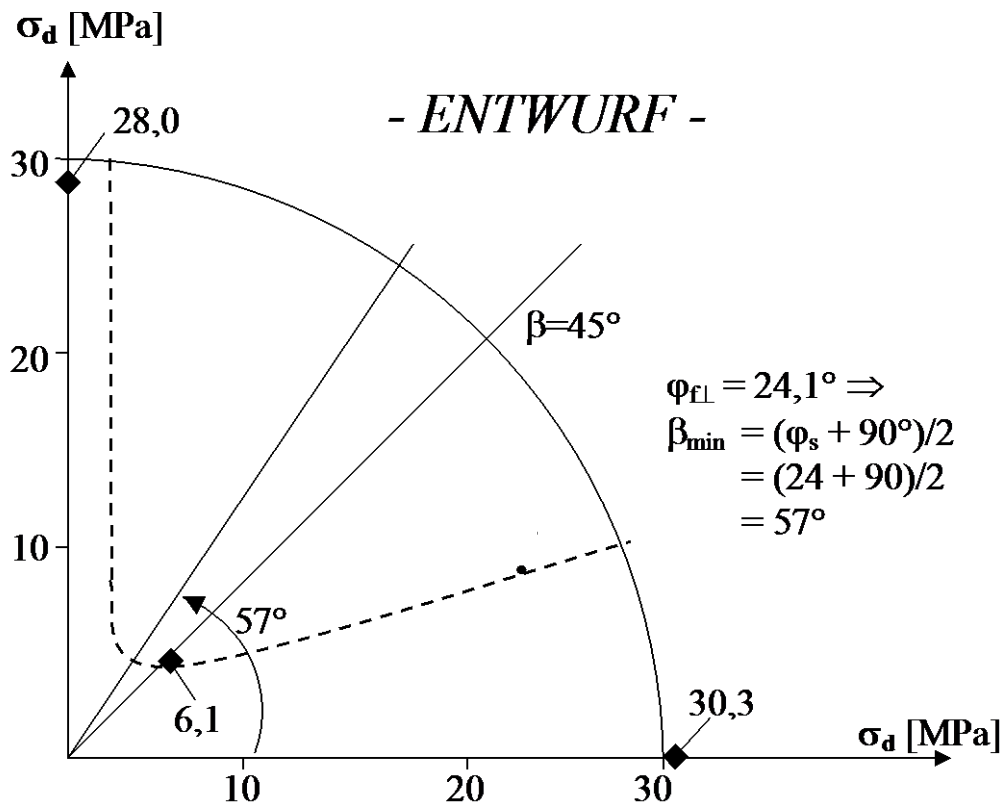


Bild 3.31: Einaxiale Druckfestigkeiten für Opalinuston der Bohrung Benken nach NTB 00-01 (2001) – Entwurf zur Ausbildung der schichtrichtungsabhängigen Gebirgsdruckfestigkeit

3.6.2 Rahmenscherversuche - Versuchsdurchführung und Diskussion der Ergebnisse

Entsprechend den bereits dargestellten mechanischen Eigenschaften von Tongestein ist die Ermittlung der im Vergleich zur Gesteinsmatrix reduzierten Schichtflächenfestigkeit von grundlegender Bedeutung für eine hinreichend zuverlässige Abschätzung der Gesteinsfestigkeit sowie bei der Übertragung der laborativ ermittelten Gesteinsparameter auf das Gebirge zur zahlenmäßigen Charakterisierung der Gebirgsfestigkeit. In Ergänzung zu den Triaxialversuchen mit variiertem Schichtflächenneigung im Prüfkörper können auch Rahmenscherversuche durchgeführt werden mit dem Vorteil, dass die Schichtflächenscherfestigkeit durch entsprechenden Einbau des

Prüfkörpers in den Scherkasten des Versuchsgerätes direkt aus der im Versagenszustand vorliegenden und aus der gemessenen Scherkraft berechneten Scherspannung ermittelt werden kann. Der Scherkasten besitzt zur Aufnahme der Prüfkörper zwei Einsätze aus Stahl, in die die Prüfkörper passgenau eingebaut werden können. Dazu können die Einsätze nach Herstellung des Prüfkörpers mit Abmessungen von z.B. $h/d = 40/90$ mm an die genauen Abmessungen angepasst werden. Die direkten Scherversuche werden auf einem hydraulisch gesteuerten Rahmenschergerät durchgeführt, das von der Firma Wille Geotechnik hergestellt worden ist. Die axiale Kraft und die Scherkraft können individuell gesteuert werden. Dabei wird die Axialkraft während des Versuchs so nachgeregelt, dass die axiale Beanspruchung σ_n in Abhängigkeit von der aktuellen Scherfläche konstant gehalten wird. Messwertaufnehmer dokumentieren die aufgebrachten Kräfte sowie den zurückgelegten Scherweg. Der Versuchsablauf gestaltet sich wie folgt:

Nach Einsetzen des Prüfkörpers in den Scherkasten wird der Prüfkörper mit der vorher festgelegten axialen Beanspruchung belastet. Die Aufbringung der Scherkraft erfolgt dann anschließend verformungsgeregelt mit einer Verschiebungsgeschwindigkeit von 0,09 mm/min. Bei Ausführung einer zweiten Laststufe wird die axiale Beanspruchung nach Erreichen eines vorgegebenen Scherwegs von z.B. 20 mm in dem erforderlichen Maß erhöht. Der Test wird nach Erreichen eines Scherwegs von 40 mm beendet und der abgescherter Prüfkörper aus dem Scherkasten ausgebaut. Der Gesteinsprüfkörper wird wie bei den triaxialen Versuchen vor und nach Versuchsdurchführung fotografiert. *Bild 3.32a* zeigt das Schergerät mit eingebautem Prüfkörper vor bzw. nach dem Versuch.



Bild 3.32a: Rahmenschergerät mit eingebautem Prüfkörper vor bzw. nach dem Versuch

Die rechnergesteuerte Regelung des Rahmenschergerätes erfolgt mittels automatischer Abfrage der Messwertaufnehmer in Zeitintervallen von 2 Sekunden mit nachfolgendem Soll-Ist-Abgleich der vorgegebenen Verformungsrate und der vorgegebenen Normalspannung. Zur Dokumentation und späteren Auswertung werden die während des Versuchs registrierten Messwerte elektronisch gespeichert. Ein Beispiel zu den aus diesen Messwerten erzeugten Scherspannungs-Scherweg-Diagrammen zeigt *Bild 3.33a* mit Angabe der Spitzenscherfestigkeit τ_f und der Restscherfestigkeit τ_r in Abhängigkeit von der jeweiligen Normalspannung σ_n .

Die Berechnung von Normalspannung und Scherspannung erfolgt entsprechend Gl. (3.15) und (3.16) durch den Quotienten aus messtechnisch registrierter Normalkraft F_n bzw. Scherkraft F_s und der jeweils wirksamen Scherfläche $A(u)$:

$$\sigma_n = \frac{F_n}{A(u)} \quad (3.15)$$

$$\tau = \frac{F_s}{A(u)} \quad (3.16)$$

σ_n Normalspannung, MPa

τ Scherspannung, MPa

F_n Normalkraft, N

F_s Scherkraft, N

$A(u)$ vom Scherweg abhängige wirksame Scherfläche, mm²

Die wirksame Scherfläche $A(u)$ ist während des Versuchs nicht konstant, sondern verringert sich mit zunehmendem Scherweg u . Entsprechend der Prinzipdarstellung in *Bild 3.32b* werden während des Abschervorganges die Prüfkörperhälften gegeneinander verschoben.

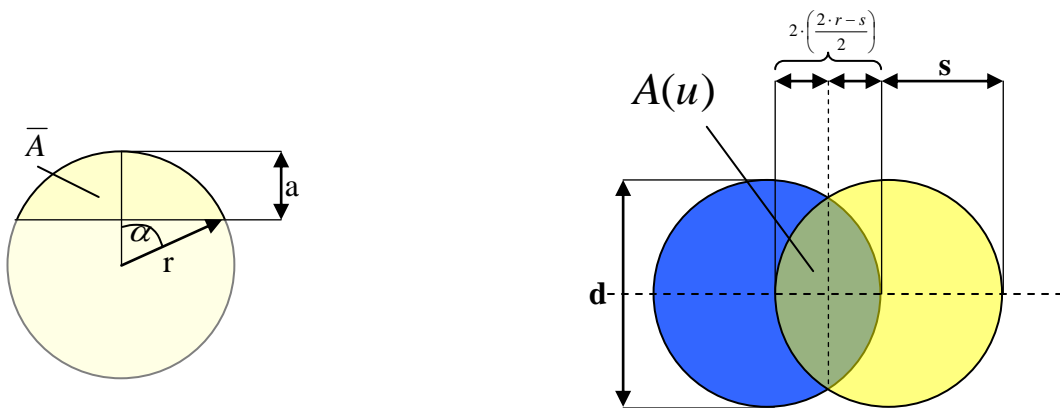


Bild 3.32b: Prinzipdarstellung zur wirksamen Scherfläche $A(u)$ in Abhängigkeit vom Scherweg u

Mit den in *Bild 3.32a* skizzierten geometrischen Beziehungen berechnet sich die wirksame Scherfläche $A(u)$ wie folgt:

$$A = 2 \cdot \bar{A} = 2 \cdot r^2 \cdot (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos \alpha) \quad (3.17)$$

mit

$$\alpha = \arccos\left(\frac{s}{2 \cdot r}\right) \quad (3.18)$$

r Radius des Prüfkörpers [cm]

A Kreissegmentfläche [cm²]

s Scherweg [cm]

α Winkel [-]

Die Herleitung der Gleichungen Gl. (3.17) und (3.18) sowie eine grafische Darstellung der wirksamen Scherfläche in Abhängigkeit vom Scherweg bei einem Prüfkörperdurchmesser von $d = 90$ mm zeigt *Bild 3.32c*.

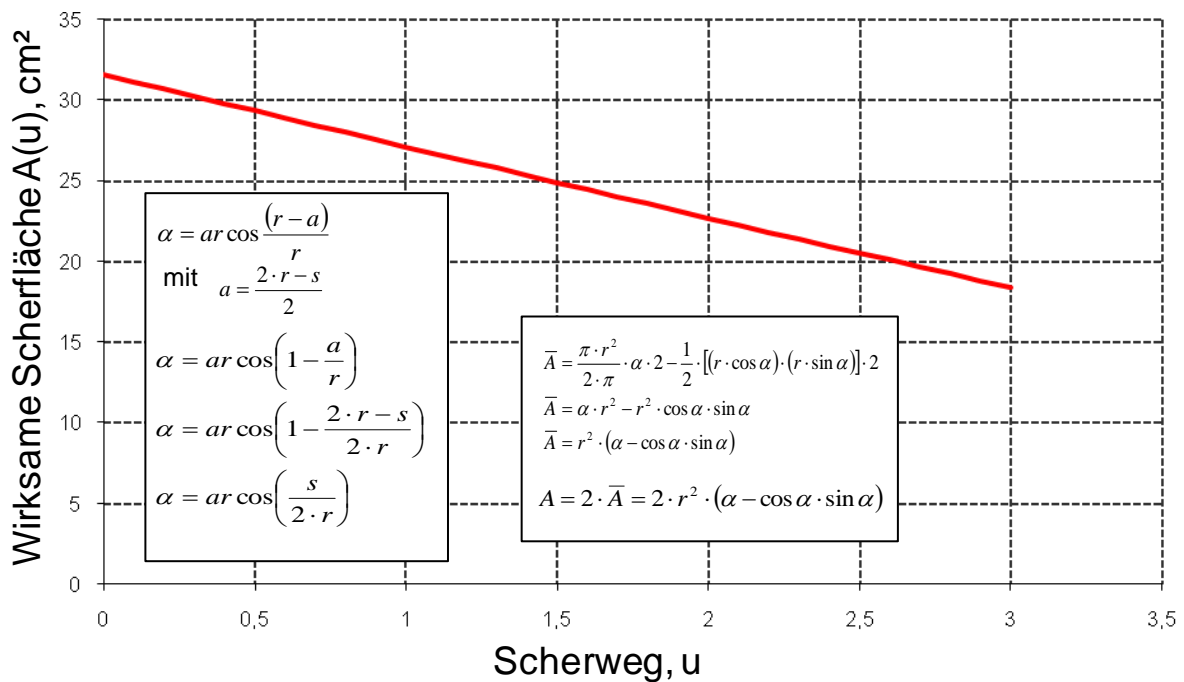


Bild 3.32c: Wirksame Scherfläche $A(u)$ in Abhängigkeit vom Scherweg

Dem Scherspannungs-Scherweg-Diagramm kann die jeweilige Bruch- bzw. Restscherfestigkeit entnommen werden. Entsprechend der Darstellung in *Bild 3.33a* wird als Bruchscherfestigkeit

τ_f der Beanspruchungszustand definiert, bei dem während des Versuchs eine lokale Zerstörung des Gesteinsgefüges in der durch den Einbau des Prüfkörpers erzwungenen Scherzone mit der Folge einer deutlichen Scherkraftabnahme eintritt. Nach Ausbildung der Scherbruchfläche kann mit zunehmendem Scherweg eine annähernd konstante Scherspannung beobachtet werden. Sie charakterisiert das Gleitreibungsverhalten des Gesteins in der Bruch- bzw. Gleitfläche und wird als Restscherfestigkeit τ_r bezeichnet.

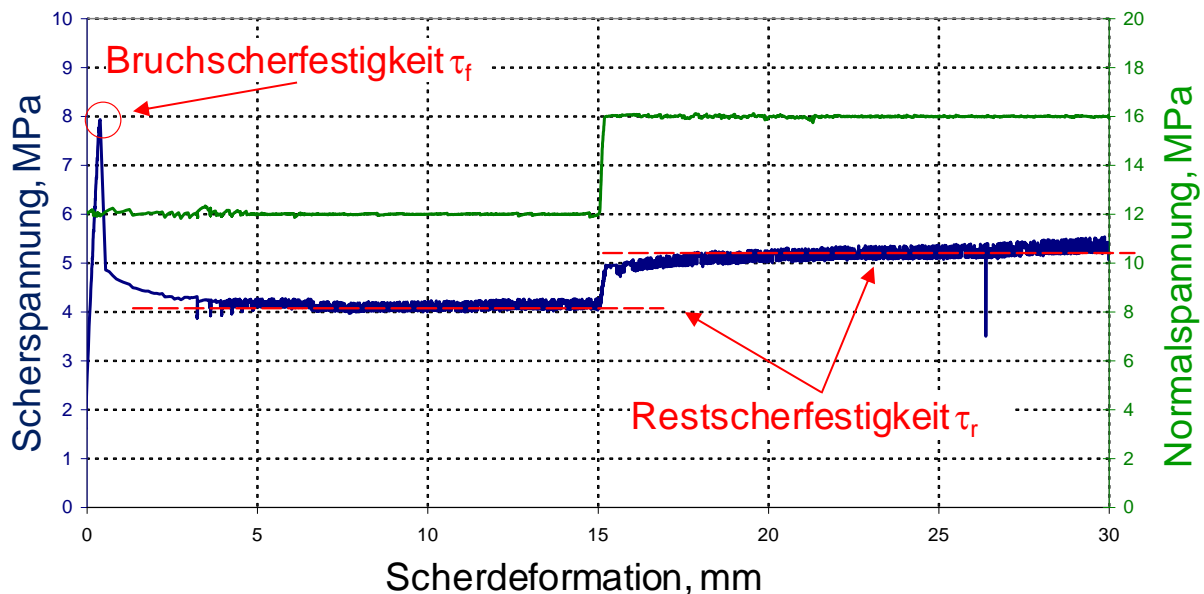


Bild 3.33a: Definition von Bruchscherfestigkeit und Restscherfestigkeit im Scherspannungs-/Scherwegdiagramm für Prüfkörper Tou-4.12 (τ - u -Diagramm)

Über die klassische Messung von Scherspannung, Normalspannung, Scherweg und Temperatur hinaus ist der Prüfstand zusätzlich so ausgestattet, dass eine messtechnische Aufzeichnung der Schallwellenlaufzeiten während der Versuchsdurchführung erfolgen kann. Hierzu sind Ultraschallprüfköpfe in den Scherkasten integriert worden, um auch die Ermittlung der Dilatanzscherfestigkeit zu ermöglichen. Dabei ist die Dilatanzscherfestigkeit als das Beanspruchungsniveau definiert, bei dem infolge der Ausbildung von Gefügeschädigungen (Mikrofissuren) eine Reduktion der Schallwellenlaufzeiten beobachtet wird. Bild 3.33b zeigt hierzu typische Messkurven zur Festlegung der Dilatanzscherfestigkeit auf der Grundlage von Schallwellenlaufzeiten. Im Gegensatz zu einem klassischen Kompressionsversuch zeigt das Verhältnis der aktuell gemessenen Ultraschallwellenlaufzeiten v_p zu der im Ausgangszustand gemessenen Ultraschallwellenlaufzeit v_{p0} keine mit der Kompaktionsphase des Prüfkörpers verbundene deutliche Erhöhung der Ultraschallwellenlaufgeschwindigkeit. Vielmehr ist in der Belastungsphase lediglich eine margi-

nale Erhöhung erkennbar. Allerdings ist die Axialkraft bereits vor Messbeginn aufgebracht worden (Nullmessung v_{p0}).

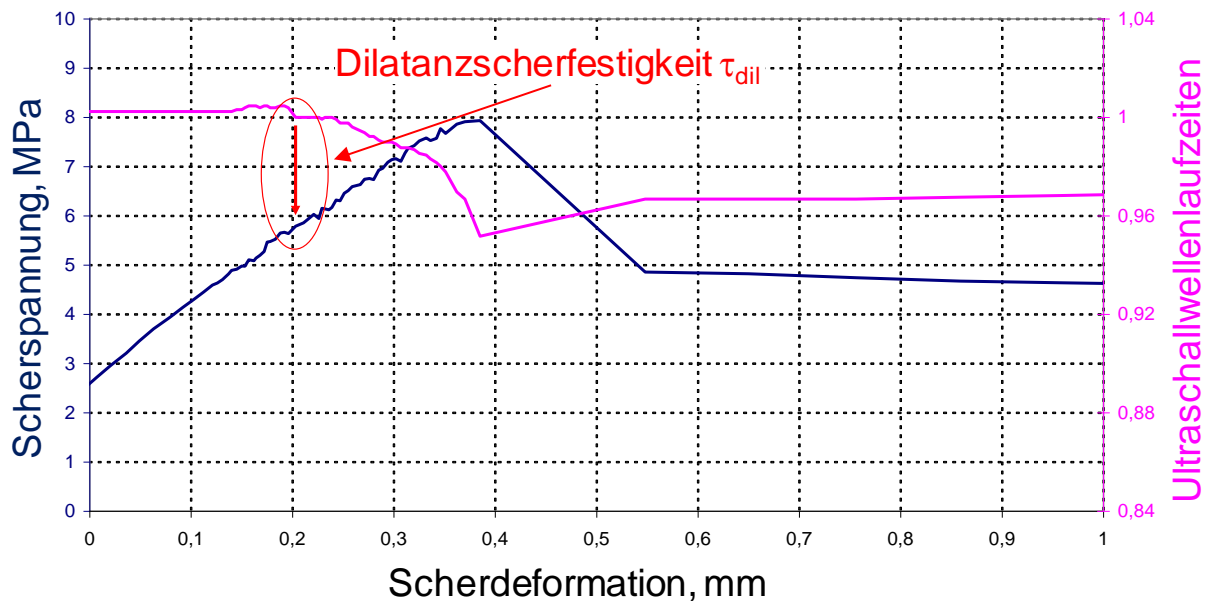


Bild 3.33b: Definition von Dilatanzscherfestigkeit im Scherspannungs-/ Scherwegdiagramm auf der Grundlage der Ultraschallwellenlaufzeiten für Prüfkörper Tou-4.12

Während des Scherversuchs ist aus dem Diagramm bereits deutlich vor Erreichen des Bruchscherfestigkeitsniveaus aus der Reduktion der Ultraschallwellengeschwindigkeiten die Ausbildung von Gefügeschädigungen zu erkennen. Die Dilatanzscherfestigkeit wird daher als das Beanspruchungsniveau definiert, bei dem das Verhältnis der Ultraschallwellenlaufzeiten v_p / v_{p0} ein Maximum erreicht.

Mit direkten Scherversuchen ist es damit auch möglich, die Schichtflächenscherfestigkeit eines Prüfkörpers zu ermitteln, der senkrecht zum Schichtungsverlauf erbohrt wurde. Bild 3.34 zeigt dazu ermittelte Versuchsergebnisse.

Im Vergleich mit den aus triaxialen Kompressionsbruchversuchen erhaltenen und schichtrichtungsspezifisch untersuchten Bruchfestigkeiten nach Bock (2001) zeigt sich als Ergebnis der eigenen Untersuchungen eine erheblich reduzierte Schichtflächenfestigkeit, die annähernd der in Rahmenscherversuchen erhaltenen Restscherfestigkeit bei senkrechter Anordnung der Schichtflächen in Bezug auf die Scherrichtung entspricht, Bild 3.34.

Die Schichtflächenfestigkeit könnte durch die Scherparameter $c = 1 \text{ MPa}$ und $\varphi = 17^\circ$ charakterisiert werden.

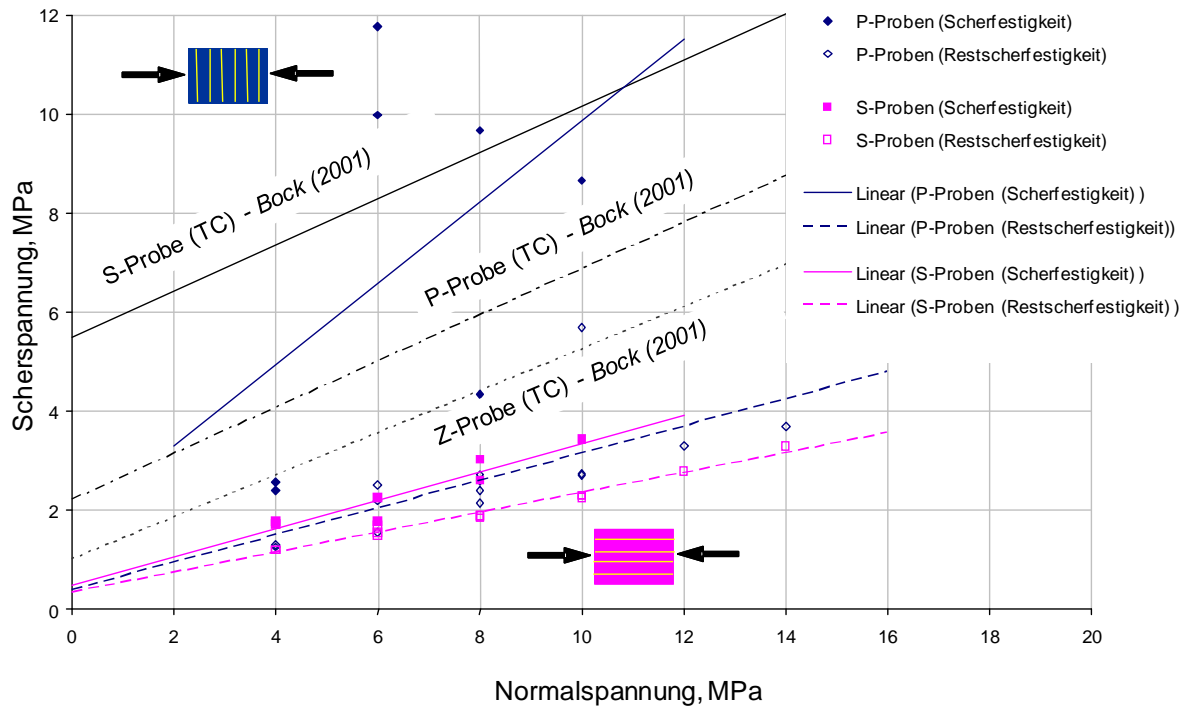


Bild 3.34: Einfluss der Gesteinsschichtung auf die Scherfestigkeit

3.7 Abhängigkeit der zeitunabhängigen Materialeigenschaften vom Wassergehalt

3.7.1 Zum internationalen Kenntnisstand

Die mechanischen Eigenschaften der Tongesteine werden weitgehend durch die Ausbildung der Mikrostruktur bestimmt, die neben der Mineralzusammensetzung vornehmlich geprägt ist durch den Kompaktionsgrad und den davon abhängigen absoluten bzw. relativen Wassergehalt (Sättigungsgrad). Makroskopisch zeigt sich dieser Zusammenhang u.a. durch die signifikante Abhängigkeit der Festigkeit und des Deformationsverhaltens vom Wassergehalt. Bild 3.35 zeigt exemplarisch ermittelte einaxiale Druckfestigkeiten ausgewählter Lokationen in Abhängigkeit vom natürlichen Wassergehalt nach NTB 02-03 (2002b). Dabei ist wohl davon auszugehen, dass zumindest näherungsweise ein Sättigungsgrad von $S_r \approx 1,0$ vorliegt.

In der Tendenz gilt:

- (1) Bei hohen Wassergehalten ist das Deformationsverhalten eher plastisch, während bei geringen Wassergehalten eine Abnahme der Deformationsfähigkeit zu beobachten ist und sich das Materialverhalten einer linear-elastischen Charakteristik annähert.

- (2) Mit höheren Wassergehalten nimmt die Bruchfestigkeit ab, während geringe Wassergehalte bei Sättigung (bedingt durch die höhere Kompaktion und den dadurch geringeren Partikelabstand mit Zunahme der atomaren Bindungskräfte) und bei Teilsättigung (bedingt durch die Auswirkung von Kapillarspannungen) zu einer wesentlichen Erhöhung der Festigkeit und auch zu einer Zunahme der Steifigkeit führen.

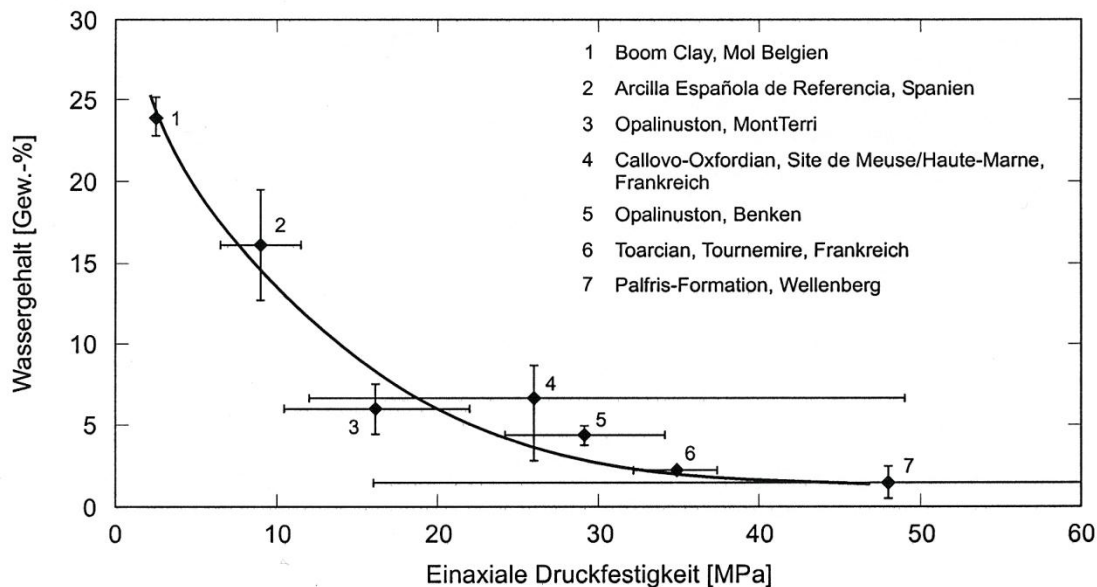


Bild 3.35: Einaxiale Druckfestigkeiten von Tongesteinen verschiedener Lokationen in Abhängigkeit vom natürlichen Wassergehalt nach NTB 02-03 (2002b)

Für das Tragverhalten folgt daraus: Die wetterführungsbedingte Austrocknung des Gesteins in den Grubenbauen während der Bau- und Betriebsphase ist zunächst ein positiver Effekt, der bei entsprechend geringer Permeabilität und nach Abbau des Porenwasserdrucks durch Reduzierung des relativen Wassergehaltes (Sättigungsgrades) zur Stabilisierung des konturnahen Gebirges beiträgt. Allerdings ist hier zu beachten, dass sich bei einer zu starken Austrocknung auch bevorzugt von den Schichtungsflächen ausgehende Schrumpfrisse ausbilden können, die sich dann der vorherigen Verfestigung überlagern und insgesamt zu einer Entfestigung des Gesteins führen. Schrumpfrisse mit negativen Folgen nicht nur für das Tragverhalten, sondern auch für Abdichtwirkung des Gebirges (Zunahme der Permeabilität) können sich auch ausbilden, wenn Tongestein im Nahfeld der abgelagerten Abfälle durch die wärmeentwicklungsbedingte Temperaturerhöhung austrocknet oder bei Abkühlung thermospannungsinduzierte Risse entstehen. Die nach Verschluss des Endlagers erfolgende Wiederaufsättigung der Porenräume führt zu zeitabhängigen Deformationen und wahrscheinlich auch zur Selbstabdichtung des durch die Untertagebauten konturnah aufgelockerten Gebirges, NTB 02-03 (2002b).

In triaxialen Kompressionsversuchen zeigt gesättigter Tonstein ein tendenziell plastisches Deformationsverhalten. Aus *Bild 3.36* ist die Zunahme der Bruchfestigkeit, aber auch eine nicht einheitliche Entwicklung der Bruchdeformationen mit abnehmendem Wassergehalt zu sehen, *NTB 00-01 (2001)*.

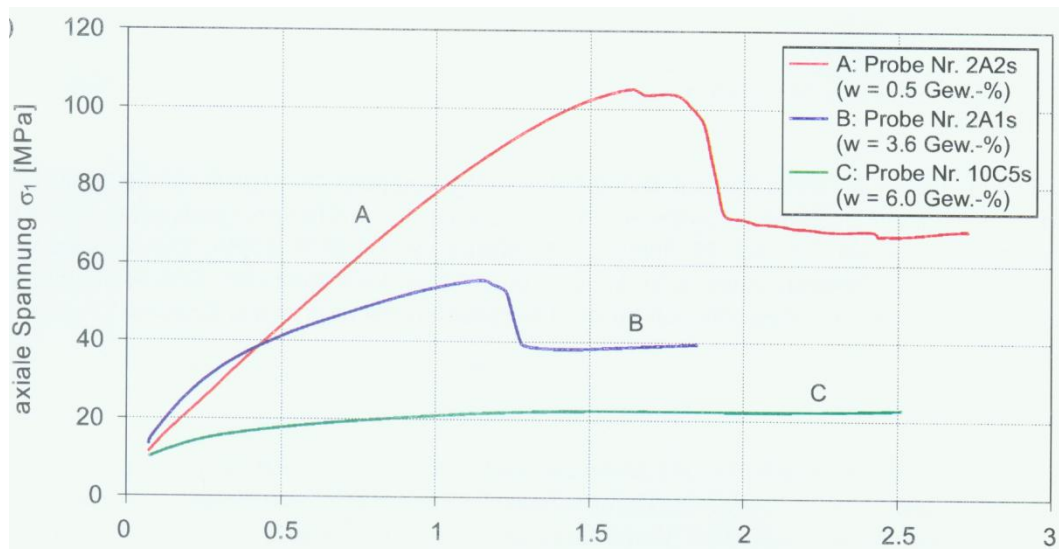


Bild 3.36: Spannungs-Verzerrungsdiagramme aus Triaxialversuchen für Opalinuston mit unterschiedlichen Wassergehalten nach NTB 00-01 (2001)

Diese Versuche haben allerdings den einen Nachteil, dass der Porendruck während der Versuchsdurchführung nicht gemessen wurde. Außerdem besteht ein zweiter Nachteil in der Versuchsdurchführung darin, dass nicht bekannt ist, inwiefern die untersuchten Gesteinskörper vor Versuchsbeginn in der Zwischenlagerzeit schon einem Austrocknungsprozess unterlegen gewesen sind, sodass eine Teilsättigung vorliegt. Möglicherweise ist in dieser Zeit auch bereits eine porenwasser(über)druckbedingte Entfestigung eingetreten. Unbekannt ist damit, wie sich das Gestein in seinen Eigenschaften und in seinem Gefügestand nach der Entnahme aus dem Gesteinsverband und der dadurch bedingten äußeren mechanischen und hydraulischen Entlastung verändert hat.

Bild 3.37 zeigt zur Illustration dieses Alterungs-/ Veränderungsprozesses exemplarisch einen Bohrkern nach kurzer Lagerungsdauer im Vergleich mit einem ca. 6 Monate alten Tongesteins-Bohrkern, die in Plastikfolie verschweißt über diese Zeiträume in Holzkisten zwischengelagert worden sind. Der Entfestigungsprozess auf den parallel zur Bohrkernachse orientierten Schichtflächen ist bei dem 6 Monate zwischengelagerten Prüfkörper bereits so weit fort geschritten, dass die Schädigungen deutlich erkennbar und das Bohrkernmaterial daher als Prüfkörpermaterial unbrauchbar geworden ist.



Nach Entnahme aus Kernkiste nach kurzer Lagerung (6 Wochen)

6 Monate später
(ca. 40 – 60% nicht untersucht bzw. Untersuchung nicht möglich)

Bild 3.37: Zwischenlagerungsabhängige Alterungs- / Veränderungsprozesse an Tongesteinsprüfkörpern

Um den Effekt der Austrocknung (= Teilsättigung) auf das mechanische Verhalten intensiver studieren zu können, sind zahlreiche Versuche mit Messung des Wassergehalts durchgeführt worden. Variationsparameter ist dann der Sättigungsgrad. Bild 3.38 zeigt repräsentative Ergebnisse nach Vales et al. (2002).

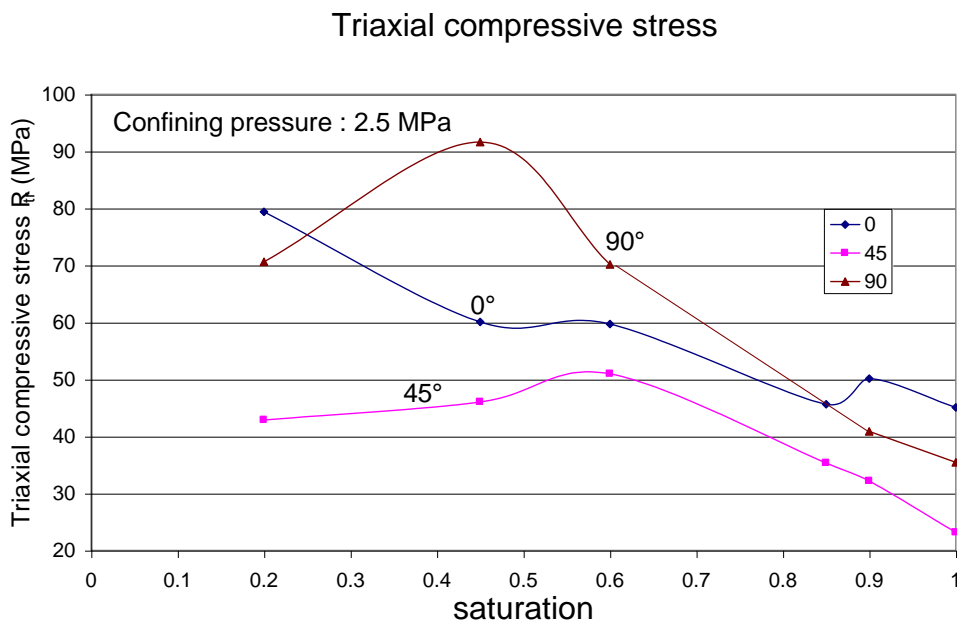


Bild 3.38: Kompressionsbruchfestigkeiten aus Laborversuchen an Tonstein aus Tournemire unter Berücksichtigung der Anisotropie bei Entsättigung nach Vales et al. (2002)

Die Ergebnisse nach *Bild 3.38* lassen erkennen, dass das Festigkeitsverhalten des Materials nachweislich abhängig von dem Grad der Sättigung und somit vom Wassergehalt des Gesteins ist, *Vales et al. (2002)*. Dieses Verhalten wird auf die Ausbildung einer Kapillarspannung, (Saugspannung, Suction) bei Teilsättigung zurückgeführt, die nach *Su et al. (2003)* für die Schließung vorhandener Mikrorisse und somit für das veränderte Verhalten des Materials verantwortlich ist. Phänomenologisch führt die Kapillarspannung zu einer Zunahme der Kohäsion.

3.7.2 Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse

Die mechanischen Eigenschaften von Tongesteinen werden weitgehend durch die Ausbildung der Mikrostruktur bestimmt, die neben der Mineralzusammensetzung vornehmlich geprägt ist durch den Kompaktionsgrad und den davon abhängigen absoluten bzw. relativen Wassergehalt (Sättigungsgrad). Makroskopisch zeigt sich dieser Zusammenhang u.a. durch die signifikante Abhängigkeit der Festigkeit und des Deformationsverhaltens vom Wassergehalt. In der Tendenz gilt:

- (1) Bei hohen Wassergehalten ist das Deformationsverhalten eher elasto-plastisch, während bei geringen Wassergehalten eine Abnahme der Deformationsfähigkeit zu beobachten ist und sich das Deformationsverhalten einer linear-elastischen Charakteristik annähert.
- (2) Mit höheren Wassergehalten nimmt die Bruchfestigkeit tendenziell ab, während geringe Wassergehalte bei Sättigung (bedingt durch die höhere Kompaktion und den dadurch geringeren Partikelabstand mit Zunahme der atomaren Bindungskräfte) und bei Teilsättigung (bedingt durch die Auswirkung von Kapillarspannungen) zu einer wesentlichen Erhöhung der Festigkeit und auch einer Zunahme der Steifigkeit führen. Das Bruchverhalten ist in beiden Fällen eher als sprödebrüchig zu kennzeichnen.

Für das Tragverhalten von Tongesteinen folgt daraus: Die wetterführungsbedingte konturnahe Austrocknung des Gesteins in den Grubenbauen während der Bau- und Betriebsphase ist zunächst ein positiver Effekt, der bei entsprechend geringer Permeabilität und nach Abbau des Porenwasserdrucks durch Reduzierung des relativen Wassergehaltes (Sättigungsgrades) zur Erhöhung der Tragfähigkeit des konturnahen Gebirges beiträgt, *Bild 3.39*. Allerdings ist hier zu beachten, dass sich bei einer zu starken Austrocknung auch Schrumpfrisse ausbilden können, die sich dann der vorherigen Verfestigung überlagern und insgesamt zu einer Entfestigung des Gesteins führen.

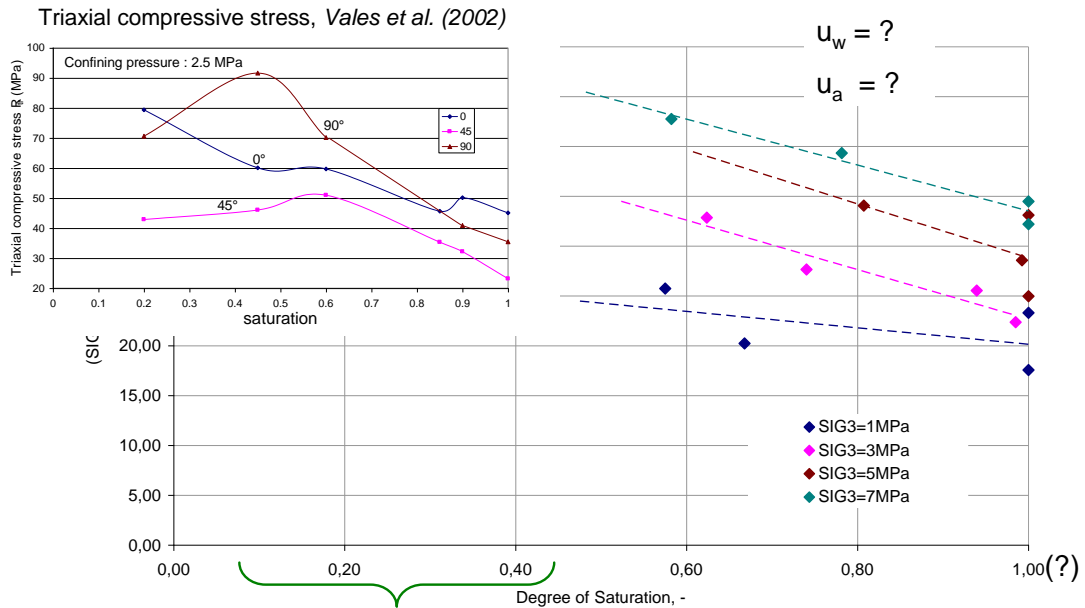


Bild 3.39: Einfluss einer Teilsättigung auf das Festigkeitsverhalten

Schrumpfrisse mit negativen Folgen insbesondere für die im ungeschädigten (wassergesättigten) Zustand geringe Tongesteinspermeabilität können sich auch ausbilden, wenn das Tongestein im Nahfeld der abgelagerten Abfälle durch die wärmeentwicklungsbedingte Temperaturerhöhung austrocknet. Bei Abkühlung können ebenfalls bedingt durch eine behinderte Deformationsfähigkeit des Gesteins so genannte Thermospannungen und dadurch bedingte Risse entstehen (Zwängsspannungen). Die nach Verschluss des Endlagers erfolgende Wiederaufsättigung der Porenräume führt zu zeitabhängigen Deformationen und möglicherweise auch zu einer Selbstabdichtung der durch die Auffahrung und Offenhaltung der Grubenbaue konturnah aufgelockerten Gebirgsbereiche, NTB 02-03 (2002).

Unterschiede eher im transienten Kriechanteil nach Beanspruchungserhöhungen zu sehen als in den stationären Kriechraten, die etwa gleich sind, *Zhang et al. (2002)*.

Zwei weitere aus *Bild 3.40* ablesbare Befunde sollen noch kurz angesprochen werden:

- (1) Die Kriechverzerrungen erreichen nach ca. 220 Tagen Versuchszeit und einem Beanspruchungsniveau von zuletzt $\sigma_1 = 15 \text{ MPa}$ ($\approx 60 \%$ der Kurzzeit- Bruchfestigkeit, $\beta^{\text{UC}} \approx 26 \text{ MPa}$) die Größenordnung von $\varepsilon_1 \approx 1 \%$ ohne Anzeichen für eine akzelerierte Kriechrate.
- (2) Die aus den einzelnen Laststufen abgeleiteten stationären Kriechraten sind in *Bild 3.41* in einem $\log \dot{\varepsilon} / \sigma_v$ -Diagramm aufgetragen. Zusätzlich und zur Orientierung sind stationäre Kriechraten für Steinsalze aus dem norddeutschen Raum mit einerseits einer oberen Kriechcharakteristik (stark kriechfähig) und andererseits mit einer unteren Kriechcharakteristik (gering kriechfähig) dargestellt. Der Vergleich zeigt, dass die aus den Versuchen abgeleiteten Tonstein-Kriechraten in der Größenordnung der Kriechraten von Steinsalz (verschiedene Fazies) liegen und somit das Kriechverhalten von Tongestein langfristig bei entsprechenden Aufgabenstellungen von Bedeutung sein kann.

Anmerkung: Da die hier zitierten Versuche bei konstanter Luftfeuchtigkeit durchgeführt wurden, sind entsättigungsbedingte Effekte zumindest reduziert, vielleicht auch weitgehend auszuschließen. Inwieweit die zeitabhängigen Deformationen auf Konsolidationseffekte zurück zu führen sind, kann hier nicht festgestellt werden. Dafür müsste der Porenwasserdruck online gemessen werden.

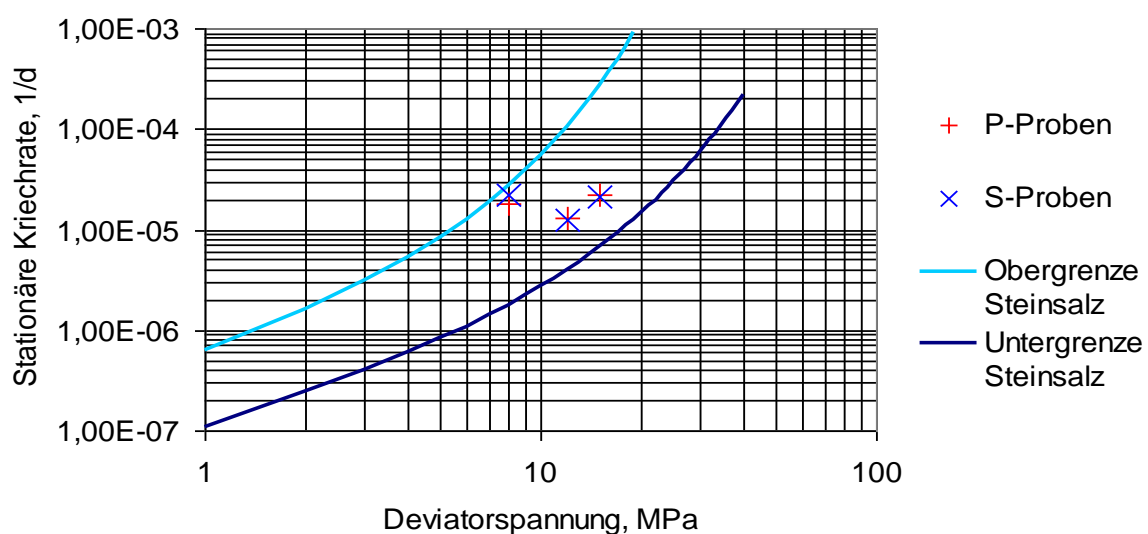


Bild 3.41: Auf der Grundlage von einaxialen Kriechversuchen an Tonstein aus Bure nach Zhang et al. (2002) ermittelte stationäre Kriechraten

3.8.2 Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse

(a) Vergleich Tongestein - Steinsalz

Eine Zusammenstellung der aus den Messwerten der Kriechversuche abgeleiteten Verzerrungs-/Zeit-Diagramme und Belastungs-/Zeit-Diagramme wird in *Bild 3.42* exemplarisch für den Prüfkörper MT8 gezeigt (Mehrstufenversuch). Während die graphische Darstellung der aufgetragenen Belastung über die Versuchszeit die Einhaltung der vorgegebenen und abschnittsweise konstanten Versuchsrandbedingungen dokumentiert, wird im Verzerrungs-/Zeit-Diagramm eine Zunahme der Deformationen im Lauf der Zeit auch bei konstanter Beanspruchung sichtbar, so dass ein zeitabhängiges Deformationsverhalten des Prüfkörpers vorliegt. Allerdings kann ohne Vergleich die Ausprägung des Kriechvermögens nicht eingeschätzt werden.

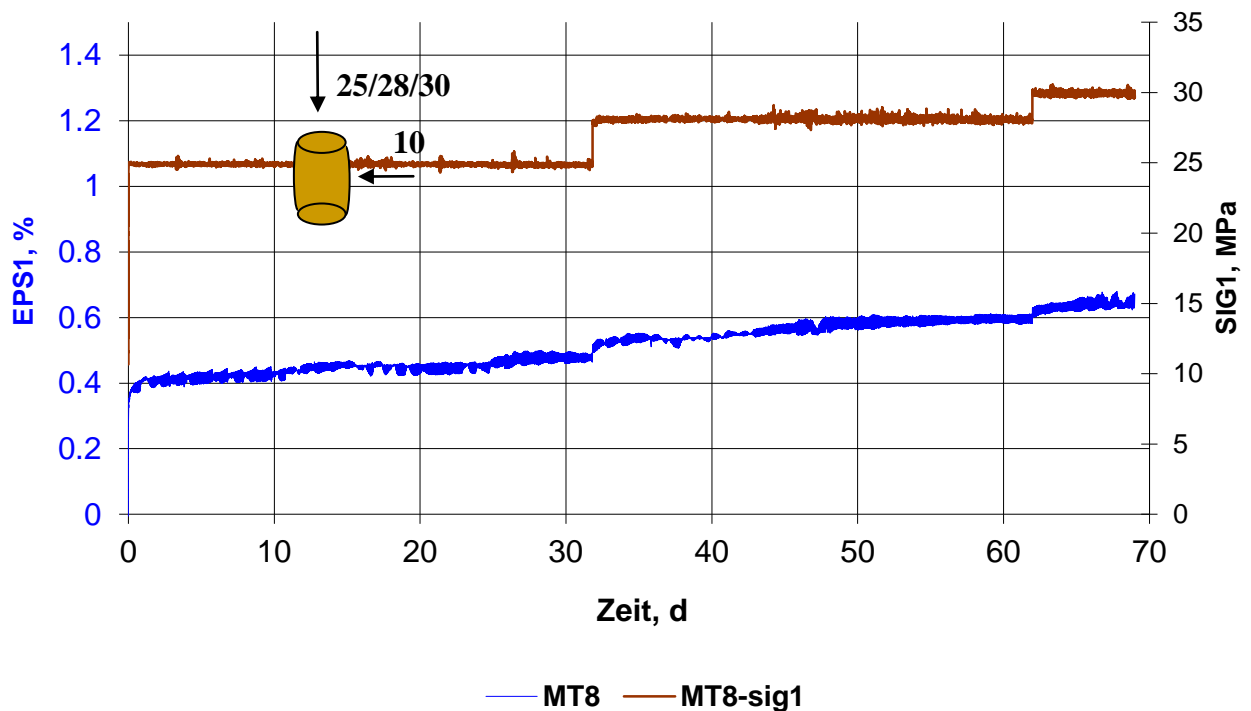


Bild 3.42: Exemplarische Verzerrungs / Zeit- und Belastungs / Zeit-Diagramme für Prüfkörper Nr. 8 zur Ermittlung des zeitabhängigen Deformationsverhaltens

Bild 3.43 zeigt daher zum Vergleich das für einen Kriechversuch an Steinsalz typische Deformationsverhalten in Form eines Verzerrungs / Zeit-Diagramms. Die Messkurve zeigt deutlich eine ausgeprägte transiente Kriechphase zu Beginn des Versuchs nach Ende der Erstbelastungsphase und auch nach Ende der Belastungserhöhung sowie das Einsetzen des stationären Kriechverhaltens etwa 10 bis 15 Tage nach Versuchsbeginn bzw. nach Belastungserhöhung.

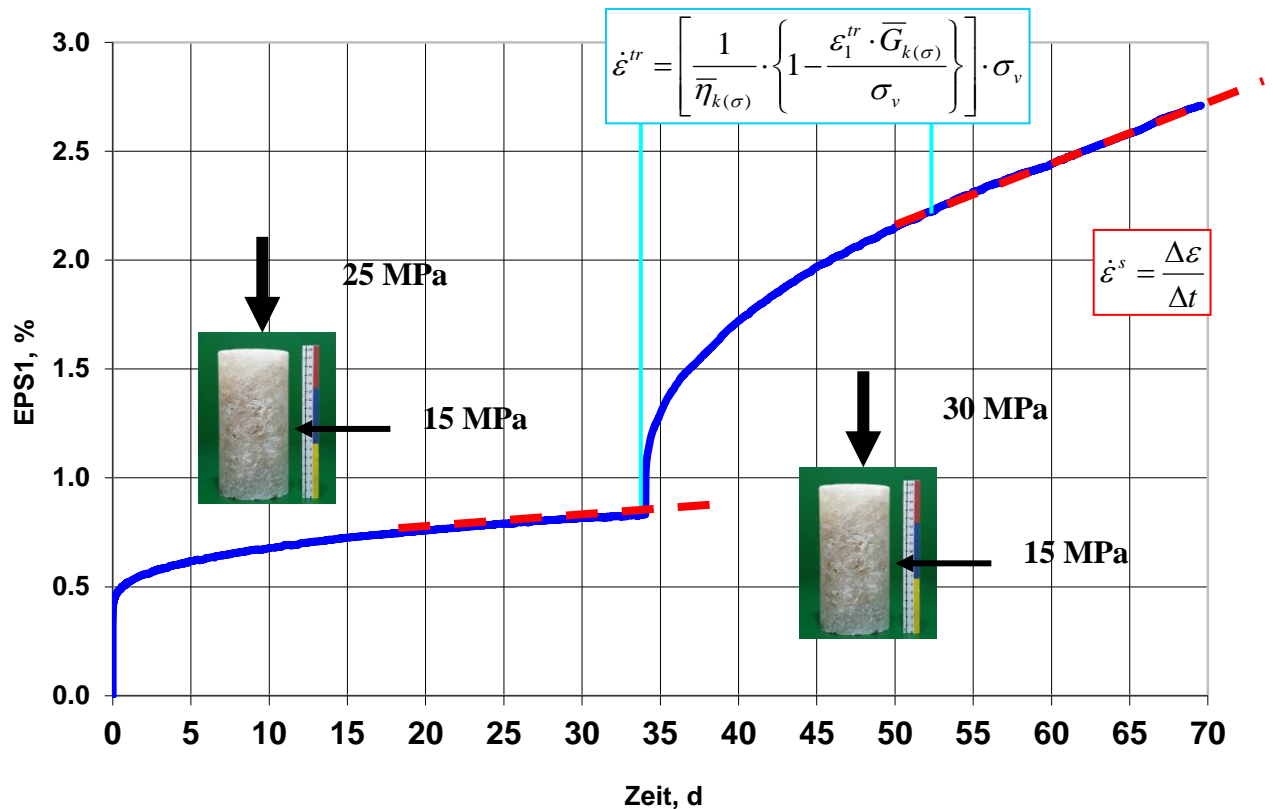


Bild 3.43: Transientes und stationäres Deformationsverhalten von Steinsalz bei triaxialer Kompressionsbeanspruchung

Dieses transiente Kriechverhalten ist bei Tongesteinen nur in sehr geringem Maße vorhanden. Die stationäre Kriechrate ergibt sich aus der Steigung der Verzerrungs / Zeit-Kurve. Die Steigung der Versuchskurve ist dabei signifikant vom Beanspruchungsniveau (Deviatorspannung) abhängig. Je größer die deviatorische Beanspruchung, desto größer ist auch die Steigung und damit die Kriechrate.

Folglich sind zur Bestimmung der stationären Kriechrate Dauerstandversuche bei unterschiedlichen Beanspruchungsniveaus durchzuführen.

Ein erster qualitativer Vergleich zwischen Bild 3.42 (Tongestein) und Bild 3.43 (Steinsalz) zeigt, dass der Tongesteinsprüfkörper bei etwa gleicher Änderung der Deviatorspannung in sehr viel geringerem Maße mit einer Zunahme der Kriechrate reagiert als der Steinsalzprüfkörper.

Insgesamt sind die stationären Kriechraten bei gleicher Deviatorspannung bei dem Tongesteinsprüfkörper signifikant geringer als bei dem Steinsalzprüfkörper.

Bild 3.44 zeigt das zeitabhängige Deformationsverhalten von Steinsalz und Tonstein im direkten Vergleich bei etwa gleichen Deviatorspannungen. Auch hier ist der signifikante Unterschied in der quantitativen Ausprägung zu sehen. Dabei wird das Kriechverhalten des Tonsteins in Relation zu Steinsalz maßgeblich durch die folgenden Faktoren charakterisiert:

- ein im Vergleich zu Steinsalz relativ geringes Kriechvermögen,
- eine gering ausgeprägte Beanspruchungsabhängigkeit der stationären Kriechrate und
- keine signifikante transiente Kriechphase bei Beanspruchungserhöhung.

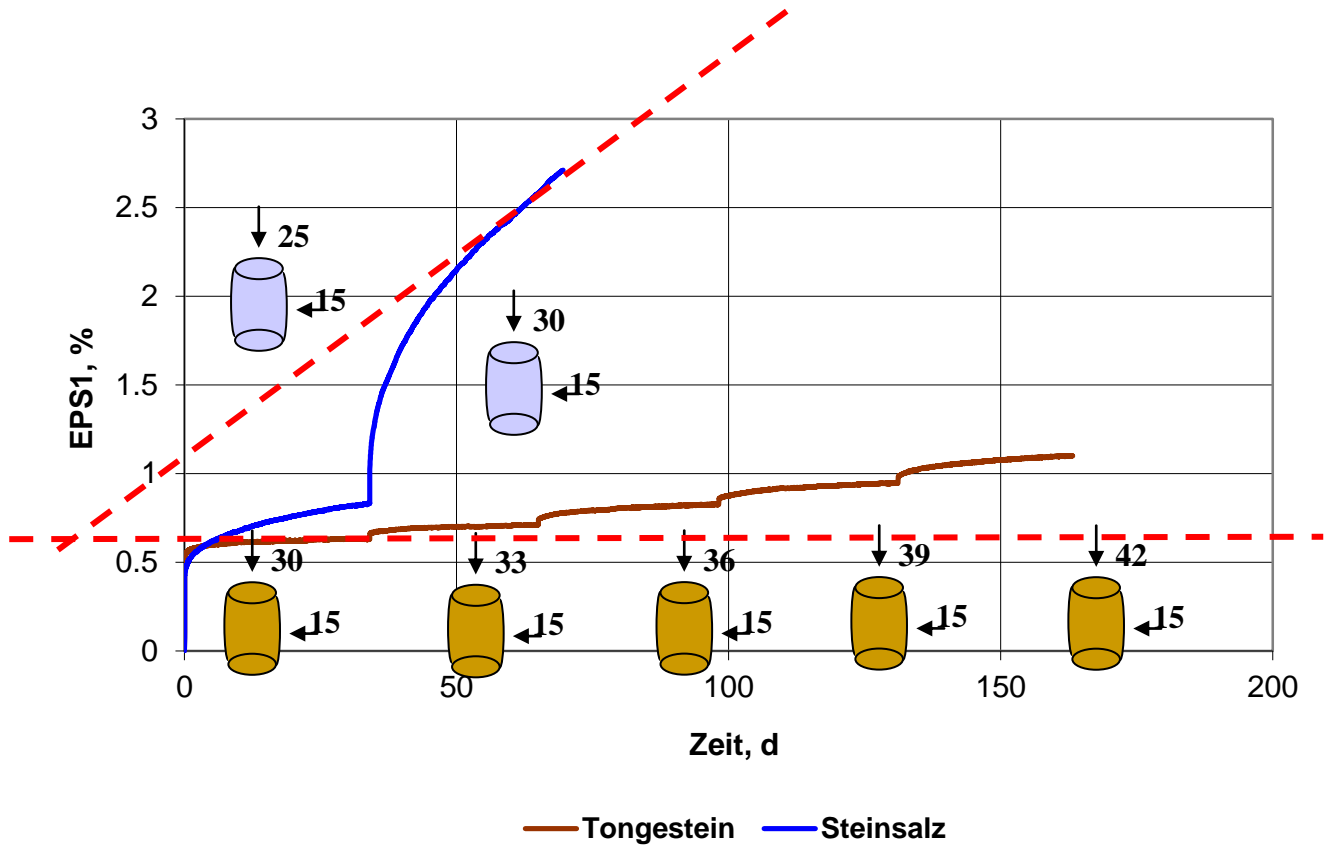


Bild 3.44: Zeitabhängiges Deformationsverhalten von Steinsalz und Tongestein im Vergleich

Bild 3.45 gibt einen weiteren Eindruck von dem relativ zu Steinsalz gesehen nur geringen Kriechdeformationen eines exemplarisch ausgewählten Tonsteinprüfkörpers. Der Versuch erfolgte über einen Zeitraum von etwa einem halben Jahr bei einer Beanspruchungsintensität von ca. 35 -60 % der Bruchfestigkeit. Die gemessenen zeitabhängigen Verzerrungen liegen in einem Bereich von $\varepsilon_1 = 0,01\%$ bis $\varepsilon_1 = 0,03\%$ für einen Versuchszeitraum von $t = 20$ Tagen. Für den Prüfkörper mit einer Länge von $l = 80$ mm bedeuten diese Verzerrungen eine zeitabhängige Deformation von $\Delta l \approx 0,01$ mm. Für die Versuchstechnik liegen diese geringen Deformationen im unteren Grenzbereich für einen für Steinsalz verwendeten Messwertaufnehmer. Ein Detailausschnitt der Kriechkurve aus Bild 3.45 zeigt in Bild 3.46 die zweite Laststufe mit vergrößertem Maßstab.

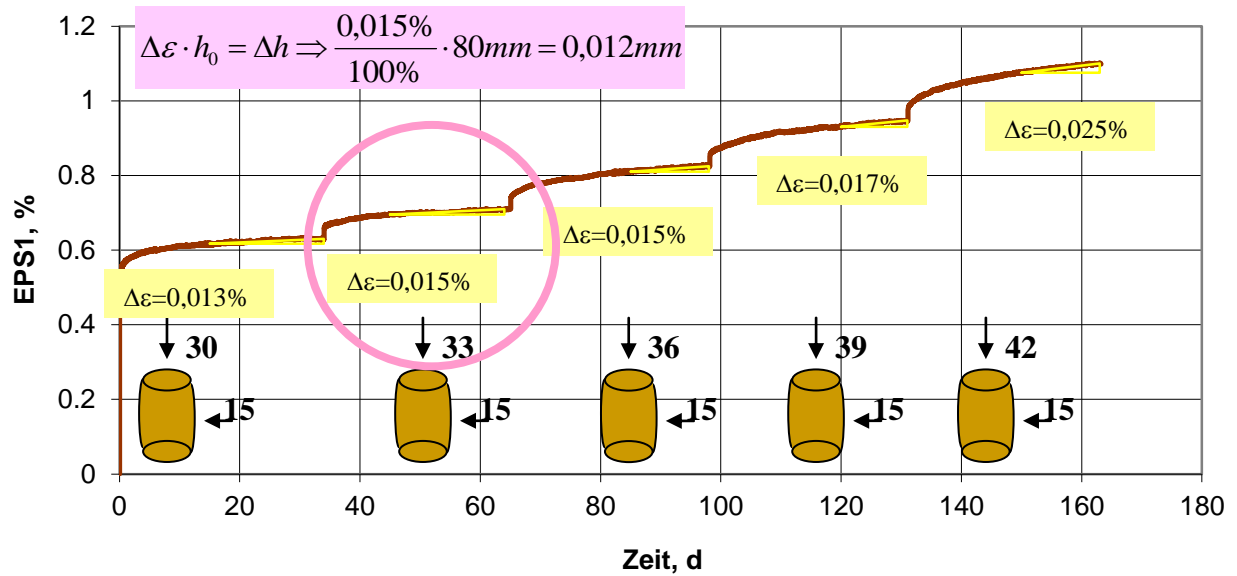


Bild 3.45: Kriechkurve eines 5-stufigen Triaxialversuchs mit Tongestein

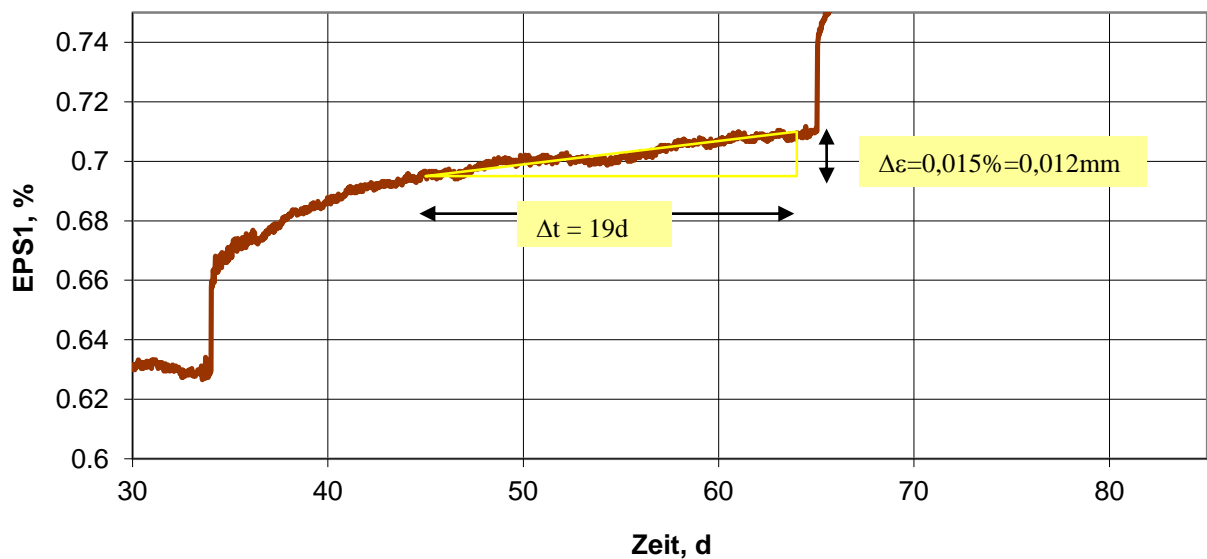


Bild 3.46: Detailausschnitt der zweiten Laststufe aus Bild 3.456

Bezugnehmend auf die geringen zeitabhängigen Deformationen, die bei den durchgeführten Laborversuchen gemessen worden sind, können nachstehend einige Empfehlungen für die Durchführung von Kriechversuchen an Tongesteinen formuliert werden:

- Verwendung von Verformungsmesswegaufnehmern mit hoher Genauigkeit,
- Verhältnis von Probenlänge zu Probendurchmesser im Bereich von 2 bis 3,
- Maximale Prüfkörperabmessungen sowie

- Versuchszeit je Laststufe in der Größenordnung von 50 bis 60 Tagen (oder auch wenn möglich >60 d).

(b) Untersuchungsprogramm und Versuchsdaten Tongestein

Bild 3.47 gibt einen Eindruck der in 5 triaxialen Mehrstufen-Versuchen gemessenen zeitabhängigen Deformationen.

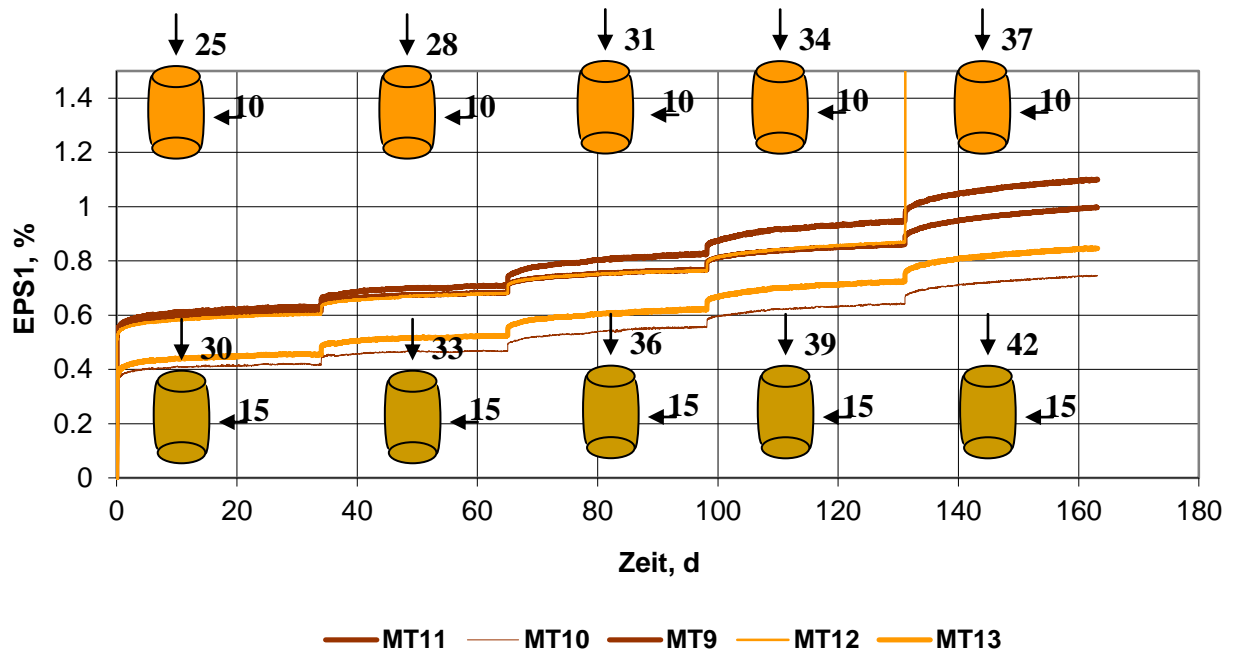


Bild 3.47: Versuchsergebnisse der Prüfkörper Nr. 9 bis Nr. 13 ($h/d = 80\text{mm}/40\text{mm}$)

Die Darstellung zeigt einen qualitativ relativ einheitlichen Verlauf der Messkurven. Quantitativ liegen größere Unterschiede vor. Allerdings sind die wesentlichen Unterschiede in den Deformationen bereits bei der Aufbringung der ersten Belastungsstufe aufgetreten. Bis auf Prüfkörper Nr. 12 sind die fünf Versuche mit fünf Laststufen über einen Zeitraum von insgesamt 162 Tagen durchgeführt worden. Prüfkörper Nr. 12 ist bei der Belastungserhöhung zur 5. Laststufe zerbrochen. Alle in Bild 4.47 dargestellten Versuche sind an Tonsteinprüfkörpern mit einer Länge von $l = 80\text{ mm}$ und einem Durchmesser von $d = 40\text{ mm}$ durchgeführt worden. Drei der fünf dargestellten Versuche wurden bei einer Minimalspannung von $\sigma_{2,3} = 15\text{ MPa}$, zwei Versuche bei einer Minimalspannung von $\sigma_{2,3} = 10\text{ MPa}$ durchgeführt. Jeder Prüfkörper ist stufenweise mit einer Deviatorspannung von $\sigma_v = 15\text{ MPa}$ bis 27 MPa mit Belastungsschritten von jeweils $\Delta\sigma_v = 3\text{ MPa}$ belastet worden.

Bild 3.48 zeigt die Ergebnisse von drei ergänzend durchgeführten Laborversuchen an größeren Tonsteinprüfkörpern mit einer Länge von $l = 180\text{ mm}$ und einem Durchmesser von $d = 90\text{ mm}$. Diese Versuche wurden einheitlich bei einer Minimalspannung von $\sigma_{2,3} = 10\text{ MPa}$ durchgeführt.

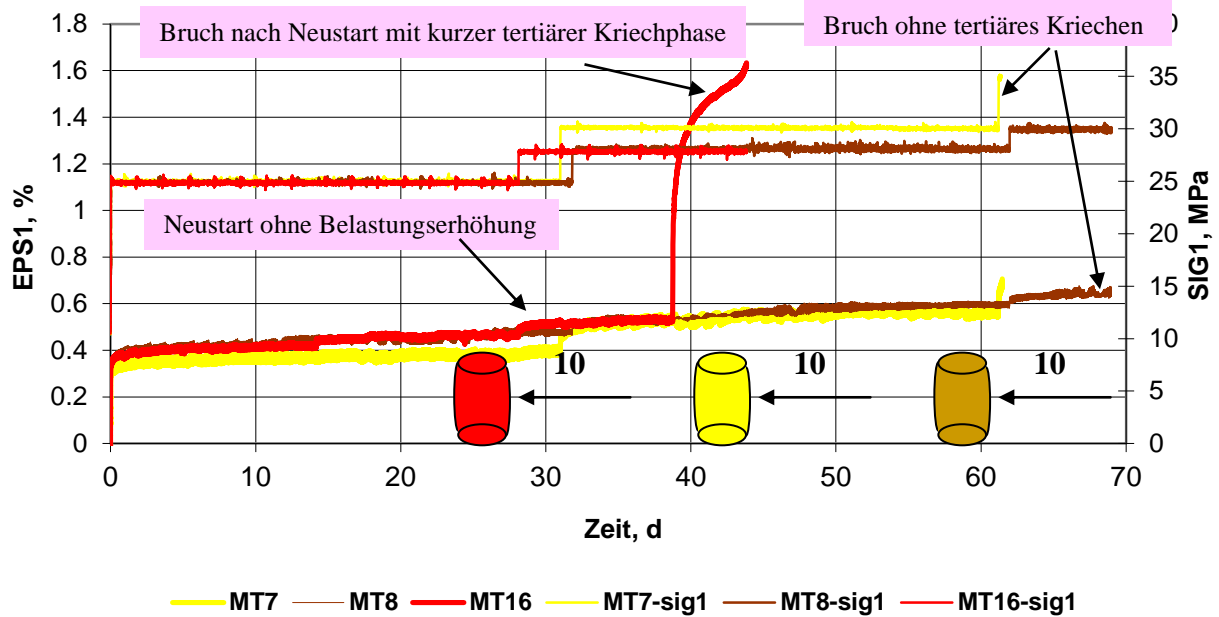


Bild 3.48: Versuchsergebnisse der Prüfkörper Nr. 7, Nr. 8 und Nr. 16 ($h/d = 180\text{mm}/90\text{mm}$)

Prüfkörper Nr. 7 ist mit Deviatorspannungen von $\sigma_v = 15\text{ MPa}$, 20 MPa und 25 MPa beansprucht worden. Bei der Belastungserhöhung zur dritten Laststufe zerbrach der Prüfkörper allerdings.

Prüfkörper Nr. 8 wurde mit Deviatorspannungen von $\sigma_v = 15\text{ MPa}$, 18 MPa und 20 MPa beansprucht. Der Prüfkörper zerbrach 7 Tage nach Beginn der dritten Laststufe ohne Anzeichen von tertiärem Kriechen.

Prüfkörper Nr. 16 ist mit Deviatorspannungen von $\sigma_v = 15\text{ MPa}$ und 18 MPa beansprucht worden. Bedauerlicherweise musste die auf diesen Prüfkörper aufgebrachte Belastung aufgrund von elektronischen Problemen zweimal neu gestartet werden. Die zweite unfreiwillige Belastungserhöhung führte nach einer kurzen tertiären Kriechphase zum Bruch.

(c) Ermittlung von Kriechparametern

Erste laborative Untersuchungen vor dem Hintergrund das zeitabhängige Deformationsverhalten von Tonstein der Lokation Mont Terri in einem physikalischen Modell abzubilden, sind im Rahmen von Düsterloh & Lux (2003a) durchgeführt worden. In Anlehnung an diese Arbeiten wird auf eine erneute Bestimmung der transienten Kriechparameter vor dem Hintergrund der im Rahmen der Nachweisführungen zur Standsicherheit und Barriereintegrität zu bewertenden Zeiträume von mehreren Jahrzehnten bis zum Abschluss der Betriebsphase verzichtet, da der Einfluss des transienten Kriechens mit zunehmender Simulations- bzw. Prognosezeit gegenüber der stationären Kriechrate vernachlässigt werden kann. Die nachfolgende Kennwertermittlung

zur Charakterisierung des standortbezogenen Kriechverhaltens beschränkt sich somit auf die Ableitung der Kennwerte zur Beschreibung der stationären Kriechrate.

Das doppelt logarithmische Diagramm in *Bild 3.49* zeigt die Abhängigkeit der stationären Kriechrate von der Deviatorspannung. Jeder dargestellte Punkt kennzeichnet die aus Messdaten abgeleitete Kriechrate für eine Laststufe.

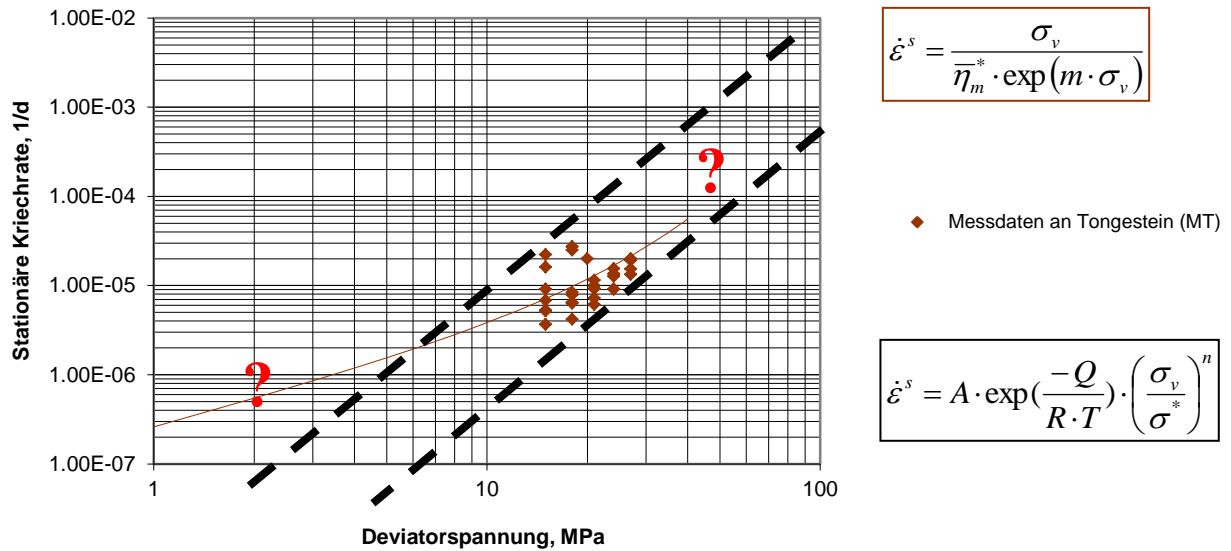


Bild 3.49: Versuchsergebnisse aus triaxialen Laborversuchen an Tonstein der Lokation Mont Terri

Zusätzlich sind in *Bild 3.50* die Ergebnisse eines Kriechversuchs an Tonstein der Lokation Mont Terri nach *Schulze & Hunsche (2005)* dargestellt. Die aus diesem Versuch abgeleiteten stationären Kriechraten sind im Vergleich und ergänzend zu den eigenen Versuchsergebnissen in *Bild 3.51* eingefügt. Weiterhin zeigt *Bild 3.51* einen Größenbereich für die stationäre Kriechrate bei einer Deviatorspannung von $\sigma_v = 10$ MPa, der in *NTB 02-03 (2002)* angegeben ist.

Es zeigt sich, dass diese Streubreite bei konstanter Deviatorspannung in der Größenordnung von einer Dekade etwa auch der selbst gemessenen Streubreite entspricht. Auch fügen sich die Messwerte recht gut in das eigene Messdatenkollektiv ein. Allerdings bleibt offen, wie die Versuchsdaten über den Beobachtungsbereich hinaus verlaufen (konstante oder doch eher degressive Kriechrate, evtl. auch akzelerierte Kriechrate).

Der Ansatz einer stationären Kriechrate gilt damit streng genommen nur für den Beobachtungsbereich. Die bei der Anwendung erfolgende Extrapolation auf größere Zeiträume ist dann eher spekulativ. Zusammenfassend dokumentiert *Bild 3.51* eine relative große Streubreite der ermittelten stationären Kriechraten über einen Messbereich, der bei Einschluss der BGR-Daten die

Größenordnung von 1,5 Zehnerpotenzen erreicht, einhergehend mit einer im Vergleich zu Steinsalz relativ geringen Spannungsabhängigkeit.

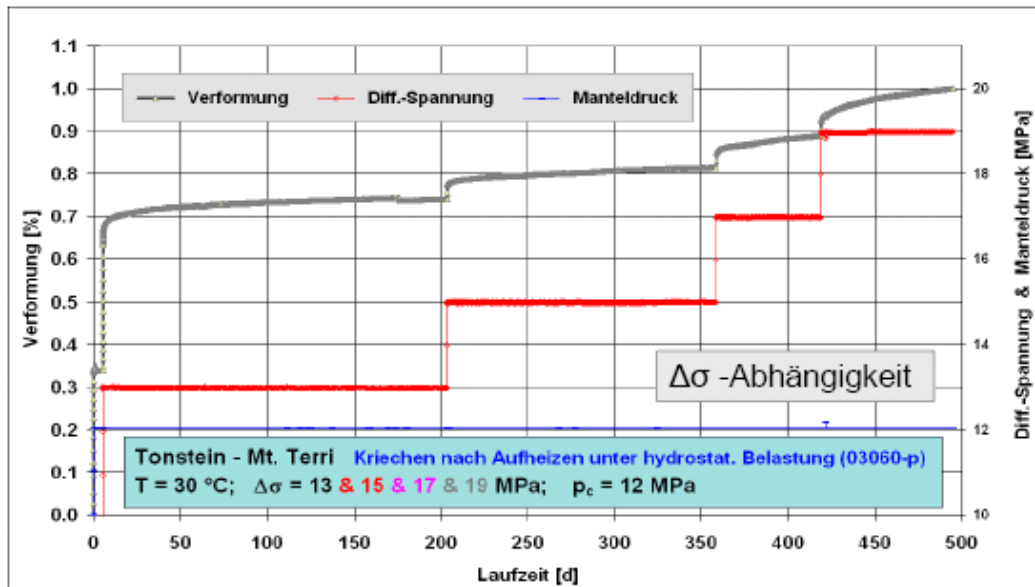


Bild 3.50: Versuchsergebnisse aus triaxialen Laborversuchen an Tonstein der Lokation Mont Terri nach Schulze & Hunsche (2005)

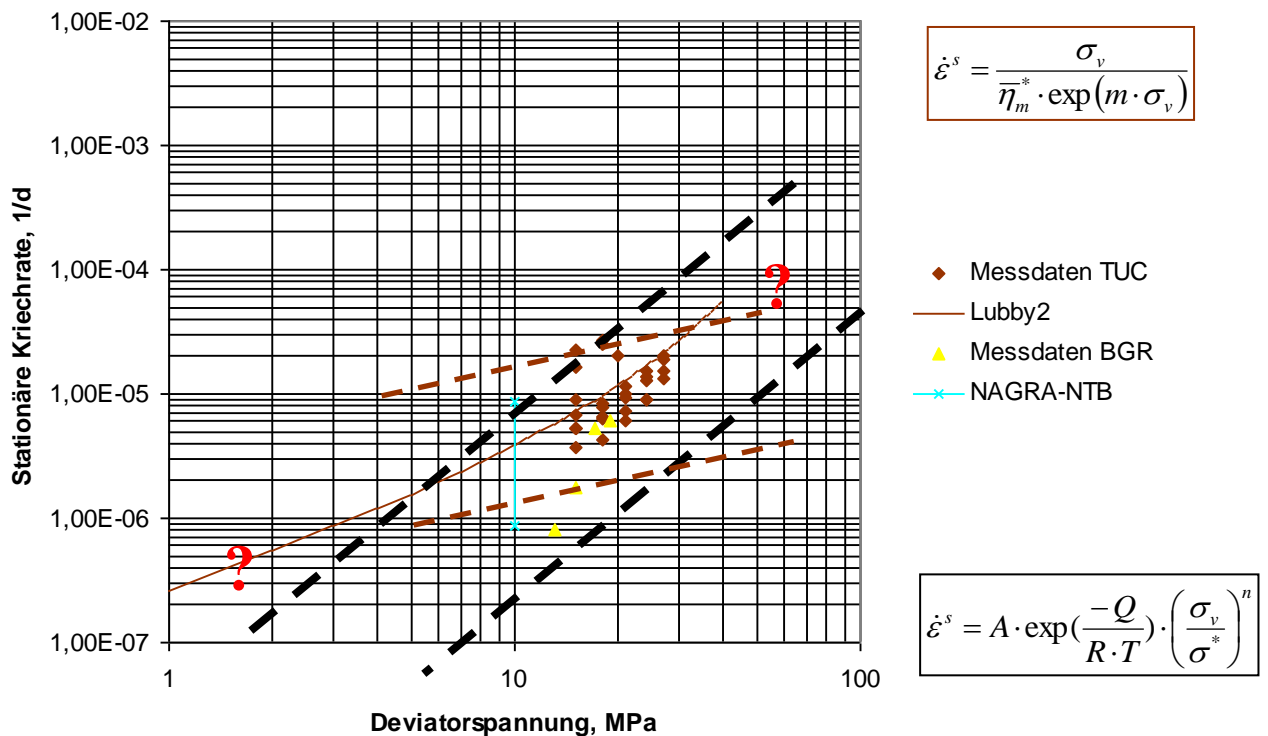


Bild 3.51: Vergleich von Versuchsergebnissen aus triaxialen Laborversuchen an Tonstein der Lokation Mont Terri aus verschiedenen Bohrungen

Bei der Betrachtung der Versuchsdaten und ihrer Streubereiche erscheint es kaum möglich, einen Stoffmodellansatz mit einigermaßen zumindest in der Tendenz belegter Extrapolationsfähigkeit über den Messbereich hinaus zu identifizieren (z.B. Potenz- oder Exponentialansatz).

Um die Versuchsergebnisse trotz der relativ großen Streubreite der ermittelten stationären Kriechraten sowie der relativ geringen Spannungsabhängigkeit und des offensichtlich auch relativ eng begrenzten Beanspruchungsbereiches, der angesichts der geringen absoluten Deformationen laborativ untersucht wurde, weiter eingrenzen und detaillierter dokumentieren zu können, wird als Ausgangsbasis bei der Parameterermittlung nicht das Datenkollektiv insgesamt gewählt, sondern es wird von den einzelnen Mehrstufenversuchen ausgegangen.

Bild 3.52 zeigt für variierte Beanspruchungsniveaus deutlich die relativ große Bandbreite der Ergebnisdaten an verschiedenen Tonsteinprüfkörpern derselben Lokation, während sich für Steinsalz eine (über einen allerdings erheblich größeren Beanspruchungsbereich) relativ klare Zuordnung stationäre Kriechrate – Deviatorspannung ablesen lässt. *Bild 3.53* zeigt ergänzend die Spannungsabhängigkeit der aus einem Mehrstufen-Versuch an Tonstein ermittelten stationären Kriechraten im Vergleich zu an verschiedenen Steinsalzprüfkörpern ermittelten Kriechraten.

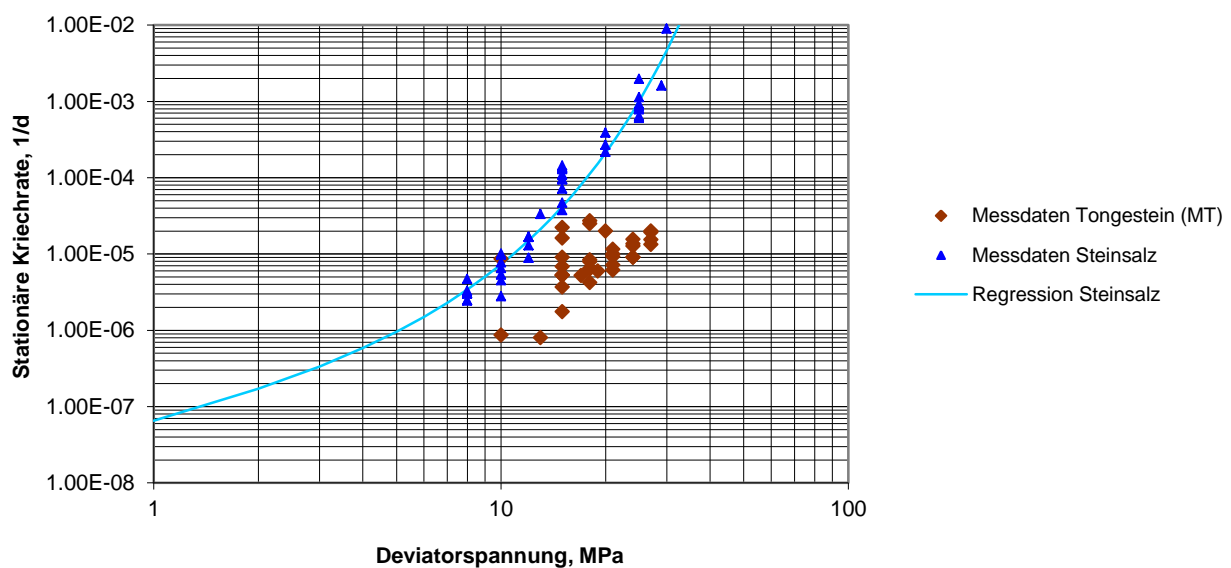


Bild 3.52: Vergleich stationärer Kriechraten von Steinsalz und Tonstein für verschiedene Prüfkörper aus einer Lokation

Hier zeigen die Versuchsergebnisse, die an einem einzigen Tonsteinprüfkörper bei variiertem Deviatorspannung ermittelt worden sind, dass sich nunmehr ebenfalls eine klare Abhängigkeit der stationären Kriechrate von der Beanspruchung ergibt. Allerdings wird bei dem direkten Vergleich auch die signifikant geringere Spannungsabhängigkeit der stationären Kriechrate bei Tongestein offensichtlich. Die zahlenmäßige Größe der Kriechdeformationen ist für $\sigma_v > 15$

MPa sicher deutlich geringer bei dem untersuchten Tongestein als bei Steinsalz; für $\sigma_v \leq 10$ MPa stellt sich bei der angedeuteten Extrapolation, die zu Kriechraten in gleicher Größenordnung führt, die Frage nach einem laborativen Beleg.

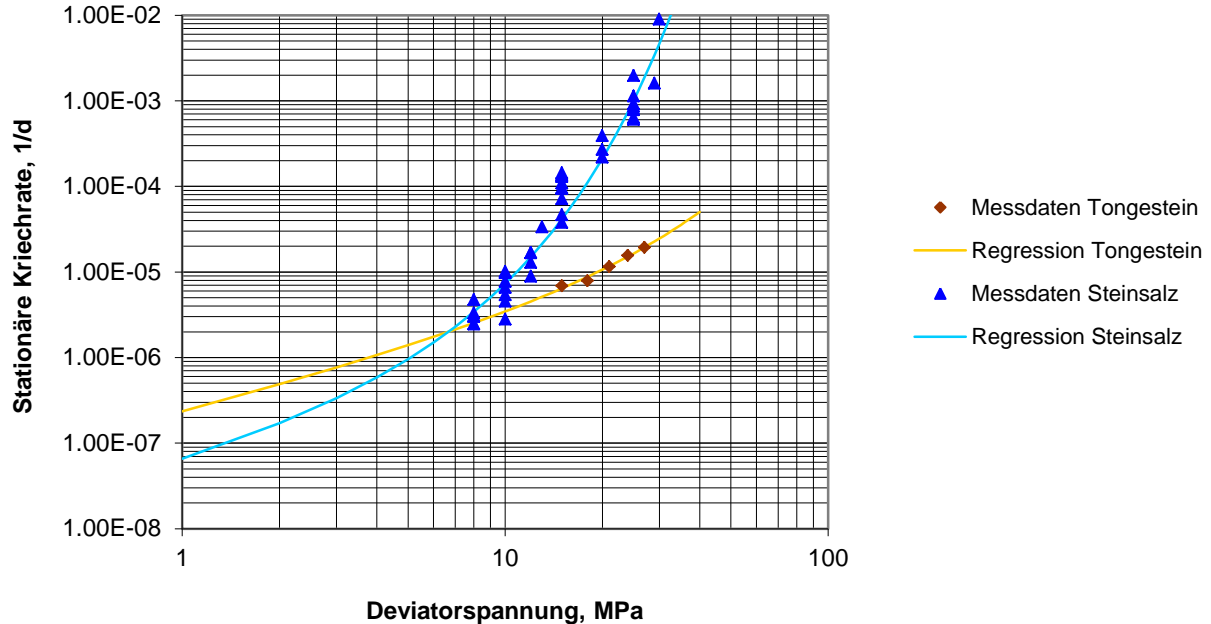


Bild 3.53: Vergleich von aus **einem** Mehrstufenversuch an Tonstein ermittelten stationären Kriechraten mit an **verschiedenen** Steinsalzprüfkörpern ermittelten stationären Kriechraten

Um aufzuzeigen, welche stationären Kriechraten bei Tongestein überhaupt möglich sind, sind in Bild 3.54 für verschiedene Lokationen die ermittelten Kriechraten zusammengestellt. Daraus zu ersehen ist eine für Tonsteine grundsätzlich relativ geringe Spannungsabhängigkeit der stationären Kriechrate einhergehend mit einer doch relativ großen Streubreite der Messdaten, wobei für Spannungen $\sigma_v \leq 10$ MPa auch größere Kriechraten als bei Steinsalz möglich sind.

Bei der Ableitung der Materialkennwerte für das Stoffmodell *Lubby2* bzw. *How/Lux-T* für Tongestein der Lokation Mont Terri wird aufgrund dieser Befunde nunmehr folgender Weg eingeschlagen: Die Ermittlung der das stationäre Kriechverhalten beschreibenden Materialparameter des Stoffmodells *Lubby2* und entsprechend des Stoffmodells *How/Lux-T* zeigt Bild 3.55. Danach charakterisieren die Stoffmodellkennwerte $\bar{\eta}_m$ und m die stationäre Kriechrate in Abhängigkeit von der Deviatorspannung. Die Ableitung des *Maxwell*-Viskositätskoeffizienten $\bar{\eta}_m$ erfolgt aus den stationären Kriechraten $\dot{\epsilon}_1^s$. Der *Maxwell*-Viskositätskoeffizient $\bar{\eta}_m$ ist definiert als Quotient aus der Vergleichsspannung σ_v und der stationären Kriechrate $\dot{\epsilon}^s$. Je kleiner der *Maxwell*-Viskositätskoeffizient ist, desto größer ist die bei einer definierten Vergleichsspannung resultierende stationäre Kriechrate.

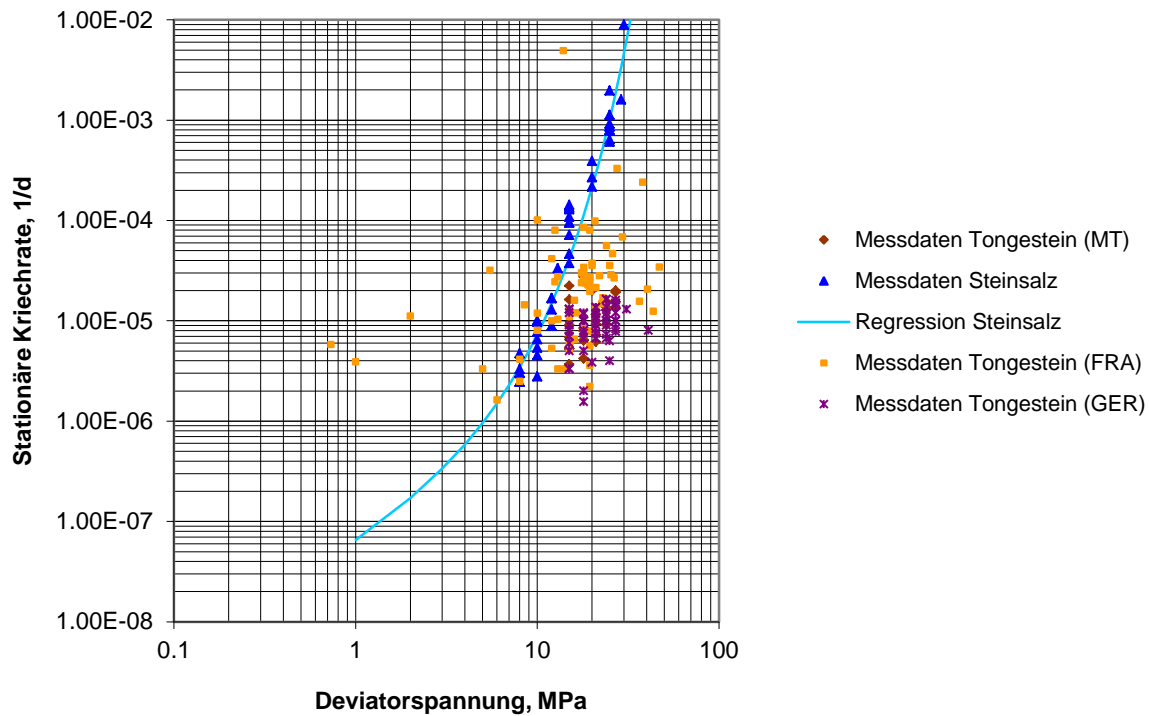


Bild 3.54: Vergleich stationärer Kriechraten von Steinsalz einer Lokation und von Tongesteinen verschiedener Lokationen

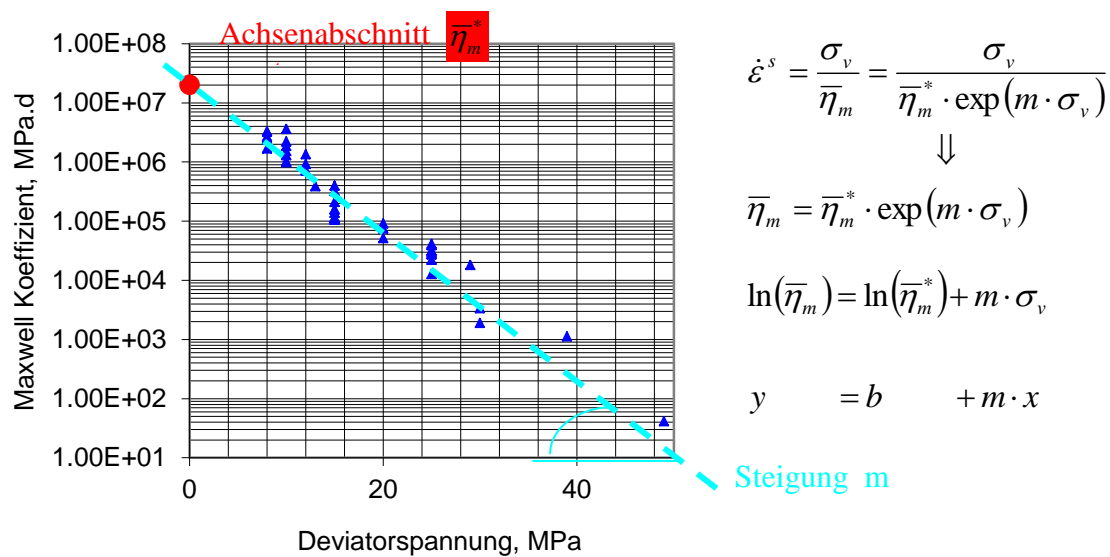


Bild 3.55: Ermittlung der das stationäre Kriechverhalten von Steinsalz beschreibenden Materialparameter des Stoffmodells Lubby2

Analog dem E-Modul, der die *zeitunabhängige Steifigkeit* eines Materials im *Hooke'schen* Stoffmodell beschreibt, beschreibt dieser Kennwert die *zeitabhängige Steifigkeit* eines viskosen Materials im Stoffmodell *Lubby2*. Für die Berechnung des Spannungsexponenten m und des Vorfaktors $\bar{\eta}_m^*$ werden die für einzelne Versuche / Laststufen abgeleiteten *Maxwell-*

Viskositätskoeffizienten in einer halblogarithmischen Darstellung über der Vergleichsspannung aufgetragen, *Bild 3.55*. Die durch lineare Regression ermittelte Ausgleichsgerade durch die Wertepaare $\ln(\bar{\eta}_{m(\sigma,T)})$ und σ_V liefert als Steigung den Spannungsexponenten m und als Achsenabschnitt den Parameter $\bar{\eta}_m^*$.

Analog zu dieser Vorgehensweise zeigt *Bild 3.56* die aus den Messergebnissen der an Tongestein der Lokation Mont Terri durchgeführten Laborversuche abgeleiteten *Maxwell*-Moduli im Vergleich zu den Steinsalz-Moduli. Offensichtlich zeigt sich in dieser halblogarithmischen Auftragung für das Steinsalz eine relativ eindeutige Linearität, während im Gegensatz dazu die aus Versuchen an Tongestein abgeleiteten *Maxwell*-Koeffizienten einen eher nicht eindeutig interpretierbaren Zusammenhang aufweisen.

An dieser Stelle zeigt sich sehr deutlich, dass sich das für Steinsalz verwendete Verfahren zur Ermittlung der Stoffmodellparameter bei der Übertragung auf Tongesteine als wenig geeignet oder sogar als ungeeignet erweist.

Auf der Grundlage der vorstehend beschriebenen Erfahrungen wird zur Ermittlung der die Kriechcharakteristik beschreibenden Materialparameter daher ein modifiziertes Verfahren angewendet.

Wie *Bild 3.57 links* zeigt, sind bei Anwendung des vorstehend beschriebenen Verfahrens auf jeden einzelnen der mehrstufigen triaxialen Laborversuche an Tonstein ebenfalls relativ eindeutige Ergebnisse zu erwarten. Mit den so bestimmten Stoffparametern kann dann entsprechend *Bild 3.57 rechts* die stationäre Kriechrate als Funktion der Vergleichsspannung den Laborversuchen gegenübergestellt werden.

Die *Bilder 3.58 bis Bild 3.64* zeigen in einer Gegenüberstellung die nach dieser Vorgehensweise für die Lokation Mont Terri laborativ ermittelten stationären Kriechraten im Vergleich mit den Kriechraten des physikalischen Modells. Zusätzlich sind die für die Einzelversuche abgeleiteten Stoffkennwerte angegeben.

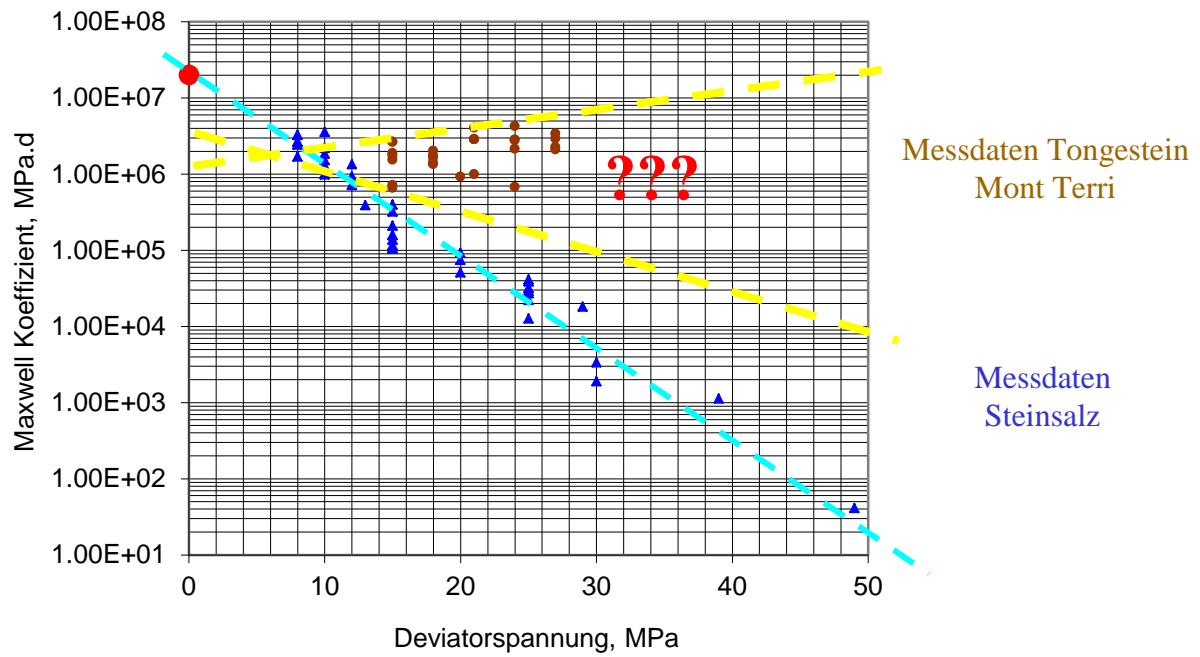


Bild 3.56: Messergebnisse der an Tonstein der Lokation Mont Terri durchgeführten Laborversuche im Vergleich mit an Steinsalz gewonnenen Versuchsdaten

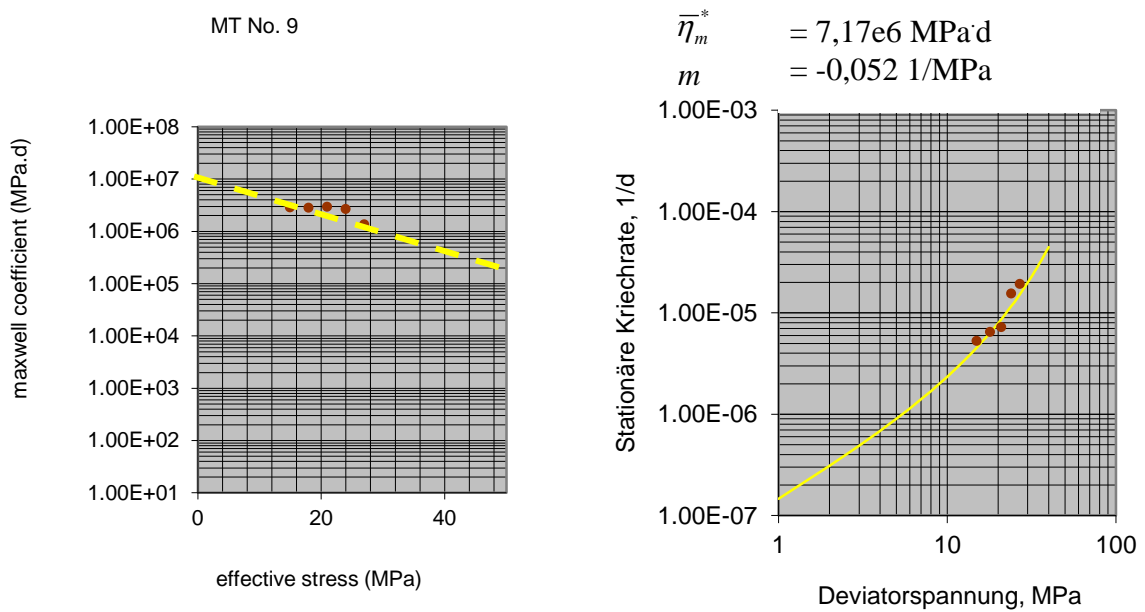


Bild 3.57: Ermittlung der Stoffmodellparameter für Prüfkörper Nr. 9

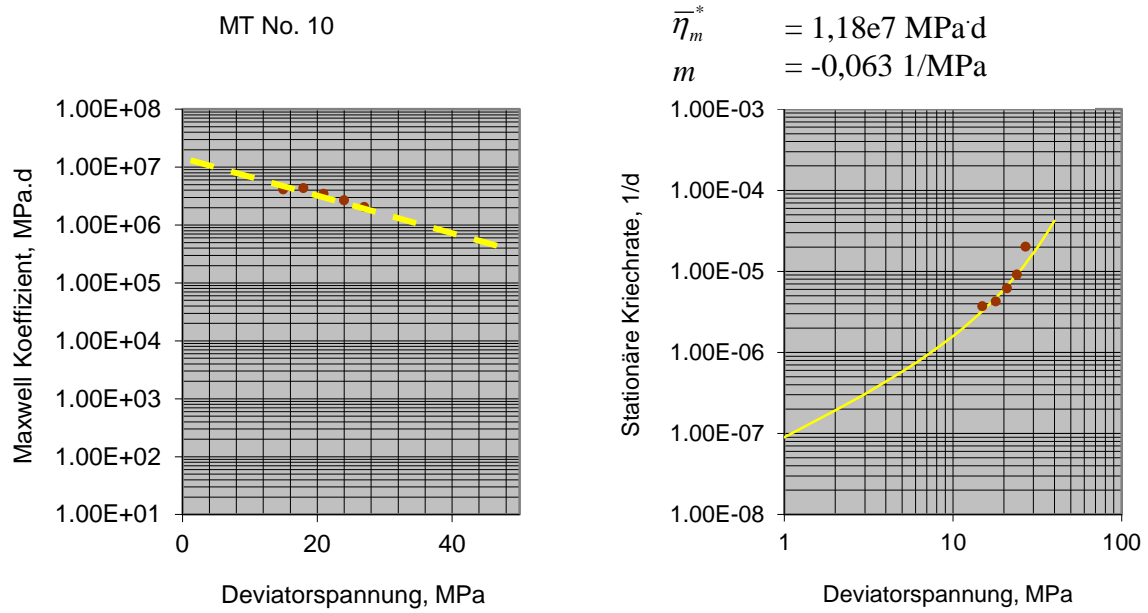


Bild 3.58: Ermittlung der Stoffmodellparameter für Prüfkörper Nr. 10

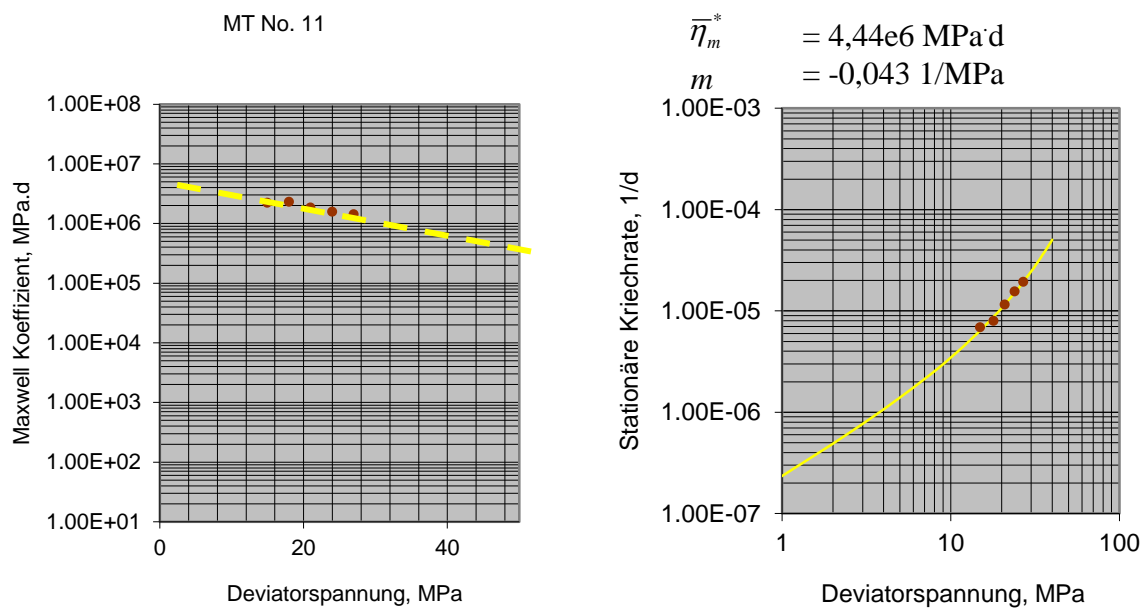


Bild 3.59: Ermittlung der Stoffmodellparameter für Prüfkörper Nr. 11

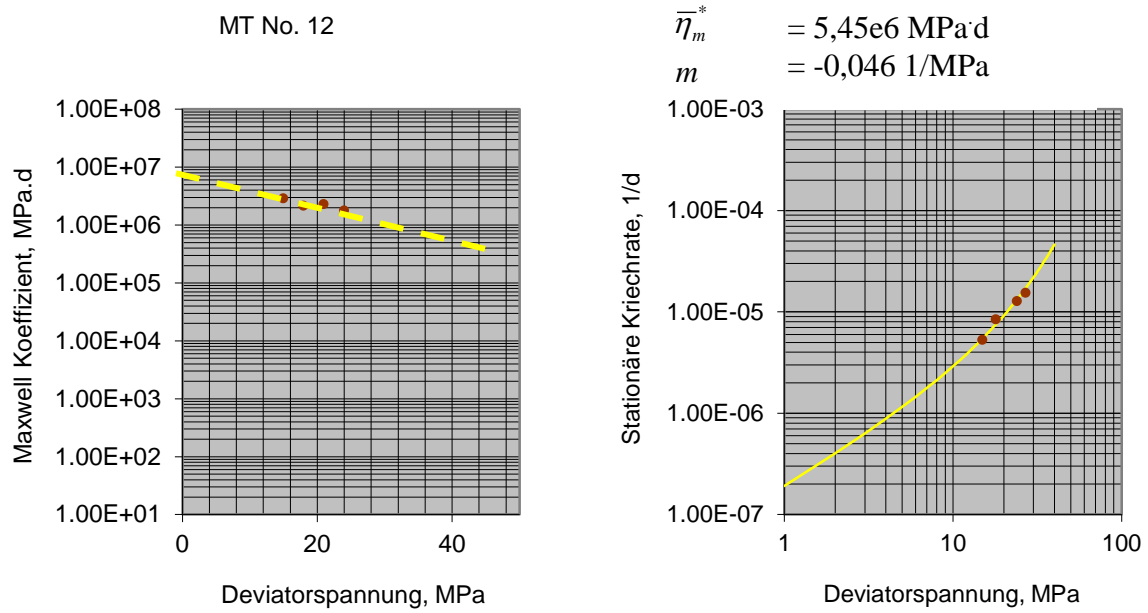


Bild 3.60: Ermittlung der Stoffmodellparameter für Prüfkörper Nr. 12

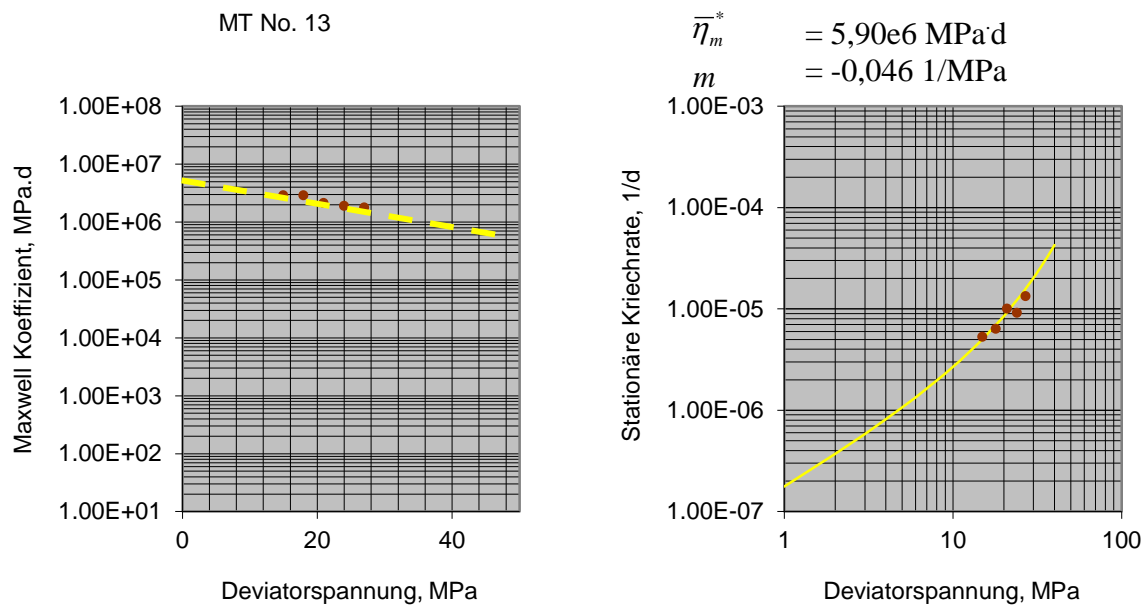


Bild 3.61: Ermittlung der Stoffmodellparameter für Prüfkörper Nr. 13

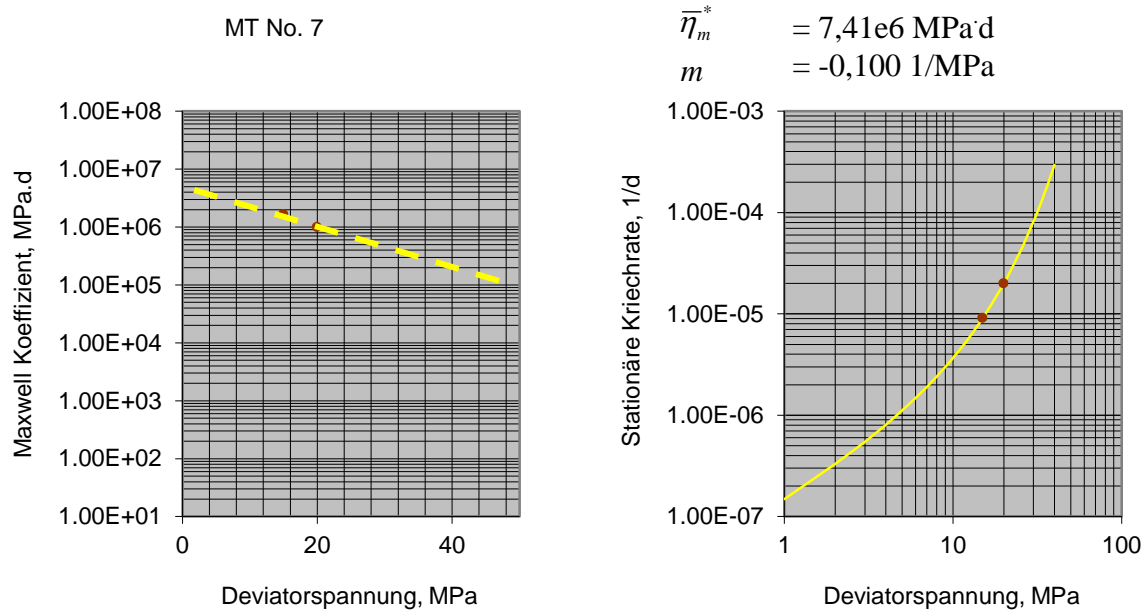


Bild 3.62: Ermittlung der Stoffmodellparameter für Prüfkörper Nr. 7

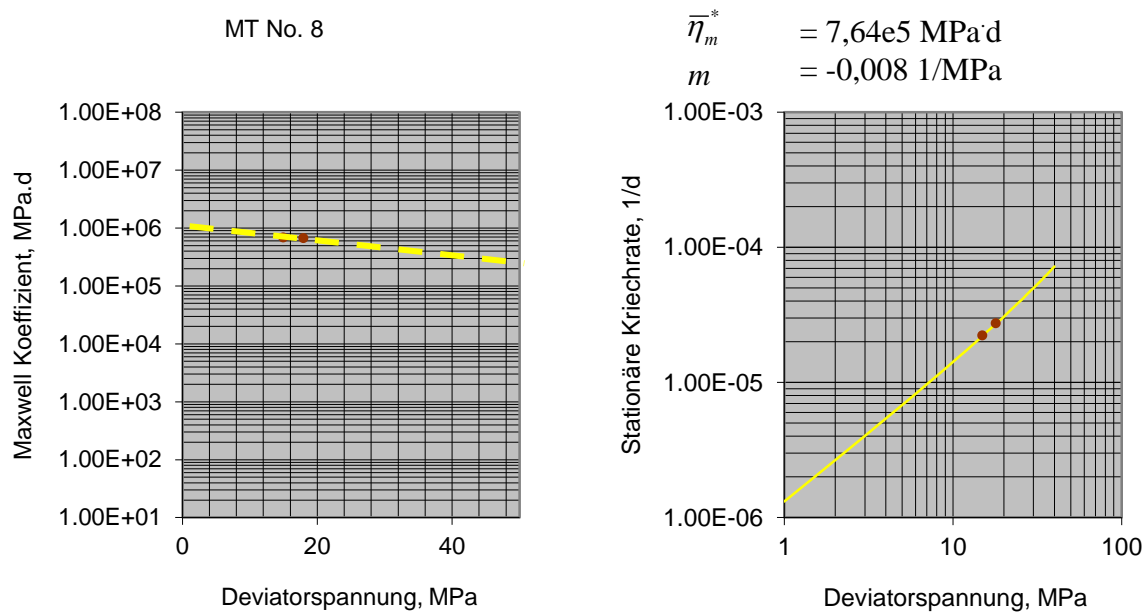


Bild 3.63: Ermittlung der Stoffmodellparameter für Prüfkörper Nr. 8

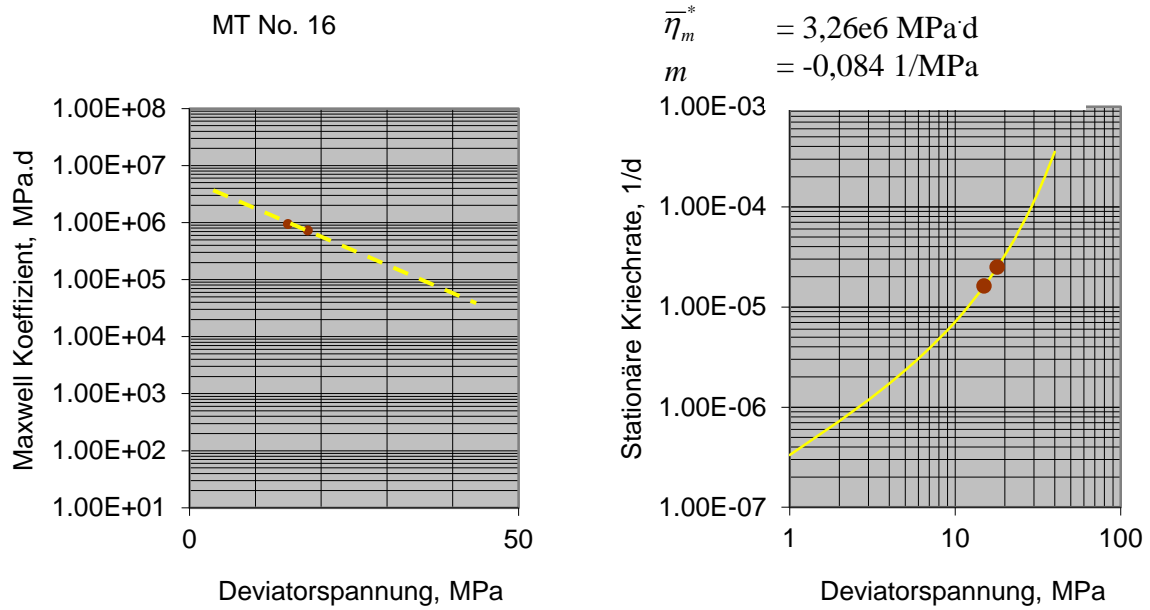
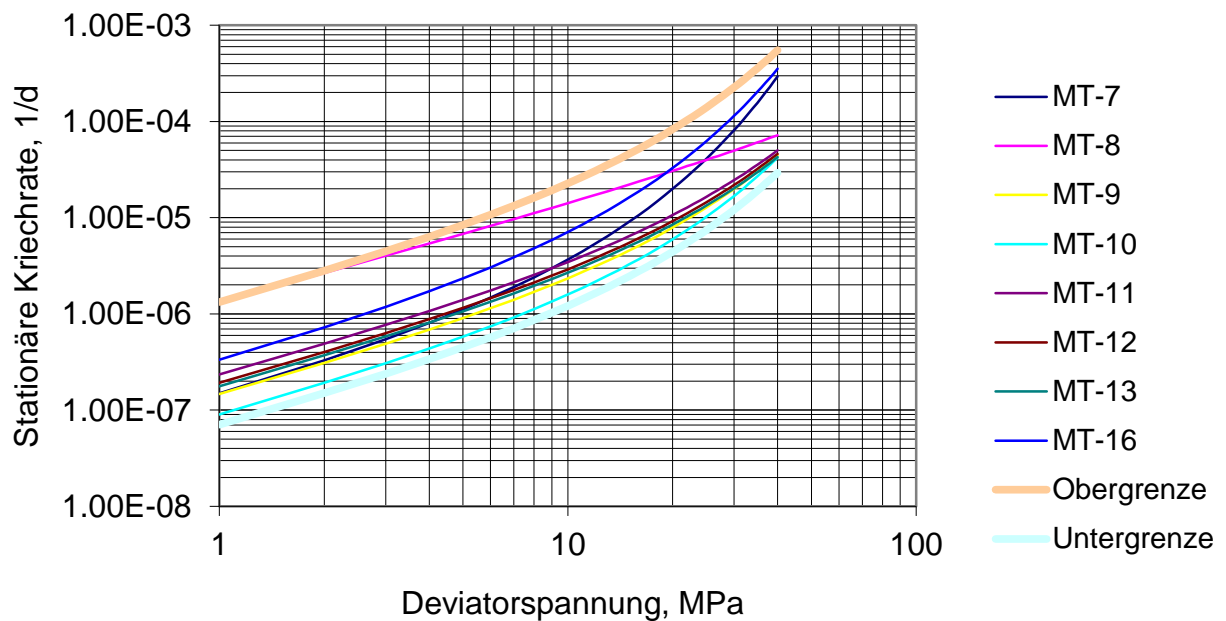


Bild 3.64: Ermittlung der Stoffmodellparameter für Prüfkörper Nr. 16



(1) Obergrenze: $\bar{\eta}_m^* = 8,0E06 \text{ MPa} \cdot \text{d}$ und $m = -0,06 \text{ 1/MPa}$

(2) Untergrenze: $\bar{\eta}_m^* = 1,5E07 \text{ MPa} \cdot \text{d}$ und $m = -0,06 \text{ 1/MPa}$

Bild 3.65: Zusammenfassende Darstellung der individuell für jeden Mehrstufen-Versuch ermittelten stationären Kriechratencharakteristik mit Angabe der Stoffkennwerte für Ober- und Untergrenze des Datenkollektivs für das untersuchte Bohrkernmaterial der Lokation Mont Terri, Düsterloh & Lux (2003a).

Bild 3.65 zeigt abschließend eine Zusammenstellung der individuell für jeden Mehrstufen-Versuch ermittelten stationären Kriechraten in Anlehnung an die Arbeiten von *Düsterloh & Lux (2003a)* in einem einzigen Diagramm. Aus dieser Darstellung ist nunmehr eine eindeutige Bandbreite in den spannungsabhängigen Kriechraten für das untersuchte Bohrkernmaterial der Lokation Mont Terri zu erahnen. Aus diesen Untersuchungen ergeben sich für den Maxwell-Viskositätskoeffizient $\bar{\eta}_m$ und den Spannungsexponenten m folgende Zahlenwerte:

(1) Obere Kriechcharakteristik (maximale Kriechrate):

$$\bar{\eta}_m^* = 8,0E06 \text{ MPa} \cdot d \text{ und } m = -0,06 \text{ 1/MPa}$$

(2) Untere Kriechcharakteristik (minimale Kriechrate):

$$\bar{\eta}_m^* = 1,5E07 \text{ MPa} \cdot d \text{ und } m = -0,06 \text{ 1/MPa}$$

3.9 Abhängigkeit der zeitabhängigen Deformationseigenschaften vom Sättigungsgrad

3.9.1 Zum internationalen Kenntnisstand

Das zeitabhängige Verformungsverhalten von Tongesteinen mit Variation des Sättigungsgrades war ebenfalls Gegenstand von laborativen Untersuchungen. Dabei wurde festgestellt, dass das untersuchte Tongestein sowohl unter gesättigten wie auch unter teilgesättigten Bedingungen ein deutliches zeitabhängiges Verhalten zeigt. Als Mechanismen sind neben der Konsolidation auch Kriechprozesse wirksam. Dabei ist der Einfluss des anisotropen Gesteinsaufbaus ebenso relevant wie die äußeren Temperaturbedingungen während der Versuchsdurchführung, *Su et al. (2003)*.

In Bezug auf die im vorstehenden Abschnitt vorgestellten einaxialen Mehrstufenkriechversuche an Tonstein aus Bure unter Berücksichtigung der Anisotropie und bei Entsättigung nach *Zhang et al. (2002)* ist beobachtet worden, dass ein nach ca. 270 Tagen herbeigeführter Wasserentzug aus dem Prüfkörper mit einer Abnahme des Wassergehaltes von $w = 6,88\%$ auf $w \approx 2\%$ in der folgenden Zeitperiode von ca. 100 Tagen zu einer deutlichen Reduzierung der bislang beobachteten Deformationsraten bei weiterhin konstanter Beanspruchung führt, *Bild 3.66*.

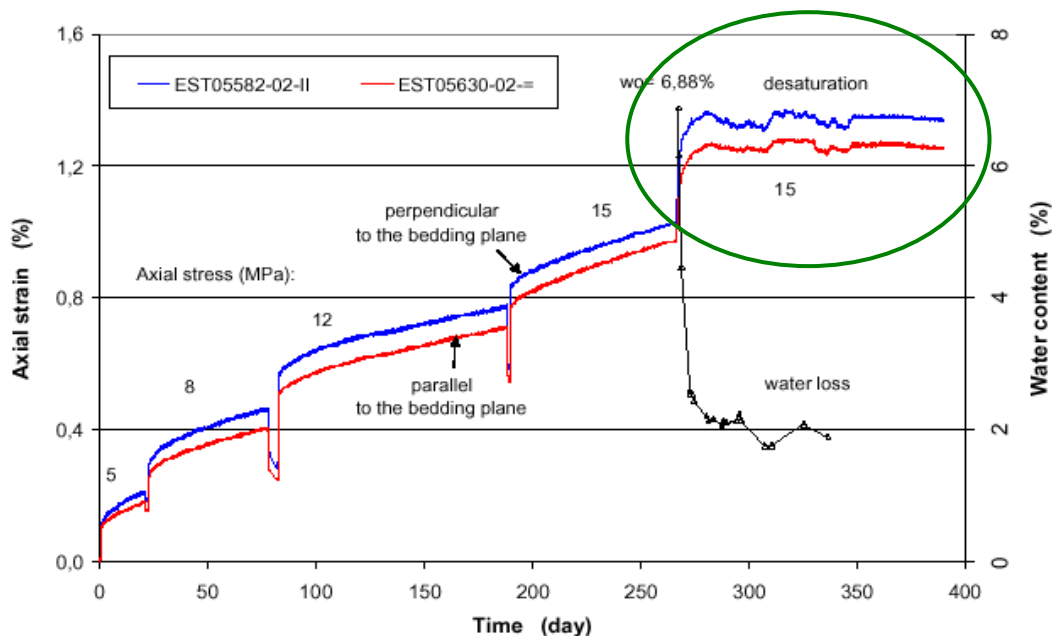


Bild 3.66: Vergleich von einaxialen Kriechversuchen an Tonstein aus Bure unter Berücksichtigung der Anisotropie und bei Entsättigung nach Zhang et al. (2002)

3.9.2 Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse

Im Rahmen einer ersten orientierenden Versuchsserie an parallel zum Schichtflächeneinfallen erbohrten Tongesteinsprüfkörpern aus Mont Terri sind einaxiale Kriechversuche mit Vorgabe von verschiedenen Luftfeuchtegehalten durchgeführt worden. Dabei ist ein axiales Beanspruchungsniveau von $\sigma_1 = 4 \text{ MPa}$ gewählt worden, das noch deutlich unterhalb der einaxialen Bruchfestigkeit von $\sigma_{1,f}^{UC} \approx 9 \text{ MPa}$ liegt. *Bild 3.67* zeigt den eingesetzten Prüfstand.



Bild 3.67: Prüfstände zur Durchführung einaxialer Kriechversuche des Lehrstuhls für Deponietechnik und Geomechanik mit der Modifikation zur Variation von Temperatur und Luftfeuchtegehalt

Bei der Modifikation der Versuchstechnik ist Wert darauf gelegt worden, dass jedem Prüfkörper eine individuelle Luftfeuchtigkeitsregelung zugeordnet ist. Dazu wird eine konstante Luftströmung entlang der Mantelbereiche des Prüfkörpers aufgebracht, die wiederum primärseitig mit Wasserdampf an- oder abgereichert werden kann. Für diese ersten orientierenden Versuche ist zwischen einem konstanten Luftfeuchtegehalt von annähernd 100 % sowie dem unregelmäßigen Fall mit der Raumluftfeuchte variiert worden.

Bild 3.68 zeigt die Versuchsergebnisse in einem Verzerrungs-Spannungs-Zeit-Diagramm und beschreibt in einer Prinzipskizze die Versuchsanordnung. Die Ergebnisse für den Prüfkörper

Ter-150 zeigen, dass eine unregelmäßige Luftfeuchtigkeit entsprechend der Raumluft in der Umgebungsluft des Prüfkörpers zu einem Verfestigungsprozess im Tongestein führt, der auf eine Entsättigung zurückgeführt werden kann. Daraus folgt eine Teilsättigung mit der Ausbildung von Kapillarspannungen, die einem negativen Porenwasserdruck (Saugspannung) entsprechen und den Reibungsfestigkeitsanteil erhöhen.

Der Prüfkörper Ter-151, der über einen Versuchszeitraum von $t = 50\text{d}$ mit einem konstanten Luftfeuchtegehalt von $\text{RH} \approx 95\%$ beaufschlagt worden ist, zeigt dagegen ein deutlich ausgeprägtes zeitabhängiges Deformationsverhalten.

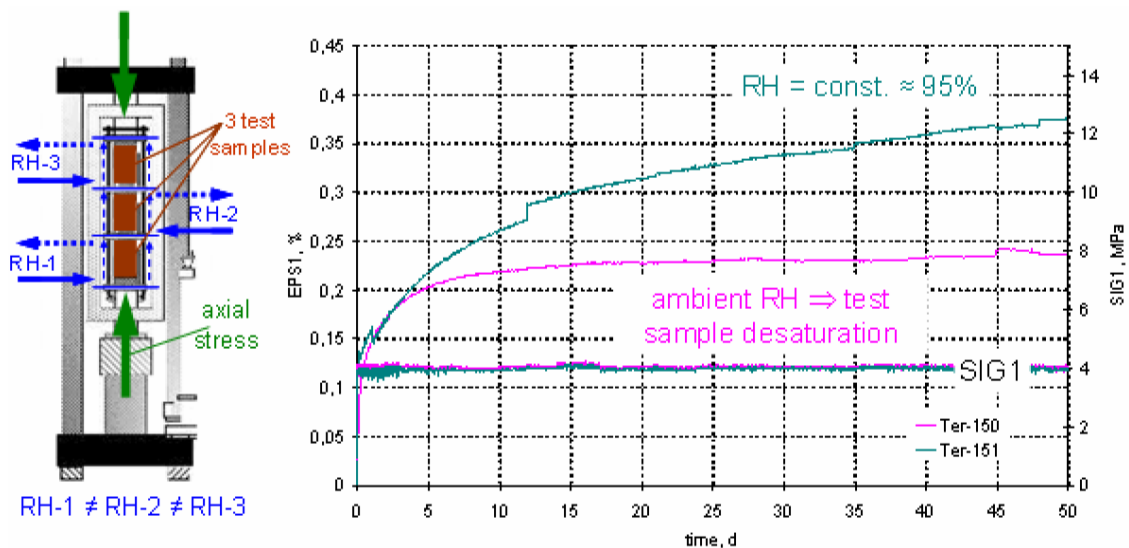


Bild 3.68: Prinzipskizze und Verzerrungs-Spannungs-Zeit-Diagramm der Prüfkörper Ter-150 (unregelmäßiger Luftfeuchtegehalt entsprechend Raumluftfeuchtegehalt) und Prüfkörper Ter-151 (konstanter Luftfeuchtegehalt $\text{RH} \approx 95\%$)

Mit Bezug auf die im vorstehenden Abschnitt vorgestellten einaxialen Mehrstufenkriechversuche an Tonstein aus Bure und sein Verhalten bei Entsättigung nach Zhang *et al.* (2002) ist somit auch für den Opalinuston aus Mont Terri zumindest in der Tendenz ein vom Sättigungsgrad abhängiges zeitabhängiges Deformationsverhalten beobachtet worden.

3.10 Abhängigkeit der Materialeigenschaften vom Porenwasserdruck

3.10.1 Zum internationalen Kenntnisstand

In der einschlägigen Literatur wird zur Beschreibung der Spannungszustände in gesättigtem und teilgesättigtem Tongestein der Einfluss des Porenwassers auf die mechanischen Eigenschaften insbesondere aus zwei Blickwinkeln behandelt:

- (1) Auswirkung des Porenwasserdrucks bei gesättigtem Porenraum auf den Spannungszustand im Korngefüge (→ Konzept der effektiven Spannungen),
- (2) Auswirkung des Sättigungsgrades auf die mechanischen Eigenschaften (→ Konzept der Saugspannungen (suction)).

Als Voraussetzung für physikalische Modellierung und rechnerische Simulationen muss daher sichergestellt sein, dass

- die geohydraulischen Verhältnisse durch die ausgewählten Erkundungsverfahren hinreichend zuverlässig ermittelt werden können und
- die Veränderungen der geohydraulischen Verhältnisse durch die technogen bedingten Einwirkungen einerseits und die daraus resultierenden Einflüsse auf die geomechanischen Eigenschaften andererseits hinreichend zuverlässig ermittelt werden können.

Die dazu notwendigen Grundkenntnisse sind vorab zu erarbeiten. Allerdings ist ergänzend darauf hinzuweisen, dass die Wechselwirkungen zwischen geomechanischen und geohydraulischen Prozessen durch Einbeziehung von thermischen Einwirkungen (abfallbedingte Anhebung bzw. Absenkung der Gebirgstemperatur) (→ *THM* - Kopplung) signifikant verstärkt werden können.

Da Tongesteine ein vernetztes fluidgefülltes Porenraumgefüge aufweisen, ist grundsätzlich zwischen totalen und effektiven Spannungen zu unterscheiden, vgl. *Abschnitt 5*.

Dabei sind die in Laborversuchen ermittelten Materialeigenschaften von Tongestein auch davon abhängig, welcher Porendruck im Gesteinsprüfkörper vorliegt. Der Porendruck wiederum ist abhängig von erhaltenem Restporendruck der Lagerstätte, vom Sättigungsgrad (gesättigt, teilgesättigt) und von der Versuchsdurchführung (drainiert, undrainiert). Daher sind bei den Versuchsdaten die Art der Versuchsdurchführung sowie die gemessenen Porenwasserdrücke im Hinblick auf eine Berücksichtigung der mechanischen Wirkung des Porenwassers anzugeben. Nicht

gemessene, aber auch versuchstechnisch nicht grundsätzlich ausgeschlossene Porenwasserdrücke wären ebenfalls bei der Auswertung der Versuchsdaten zu bedenken.

Grundsätzlich sind bezüglich des Porenwassers phänomenologisch u.a. folgende Tendenzen zu beachten:

- Porenwasser(über)druck: bei Nichtbeachtung reduzierte Scherfestigkeitsparameter in der Versuchsauswertung; Reduzierung der aktuellen Scherfestigkeit infolge verminderter effektiver Spannung;
- Porenwasserunterdruck (Saugspannung): Zunahme der Druck- und Scherfestigkeit (Ausbildung von Saugspannungen bei Teilsättigung), aber auch Abnahme der Druck- und Scherfestigkeit bei Ausbildung von Schrumpfrissen. Allerdings scheint dieses Phänomen auf wenige Dezimeter in das Gebirge hinein begrenzt zu sein, *Matray & Coste (2003)*.

Für das Tragverhalten folgt daraus: Die wetterführungsbedingte Austrocknung des Gesteins in den Grubenbauen während der Bau- und Betriebsphase ist zunächst ein positiver Effekt, der bei entsprechend geringer Permeabilität und nach Abbau des Porenwasserdrucks durch Reduzierung des relativen Wassergehaltes (Sättigungsgrades) zur Stabilisierung des konturnahen Gebirges beiträgt. Allerdings ist hier zu beachten, dass sich bei einer zu starken Austrocknung auch bevorzugt von den Schichtungsflächen ausgehende Schrumpfrisse ausbilden können, die sich dann der vorherigen Verfestigung überlagern und insgesamt zu einer Entfestigung des Gesteins führen. Schrumpfrisse mit negativen Folgen nicht nur für das Tragverhalten, sondern auch für Abdichtwirkung des Gebirges (Zunahme der Permeabilität) können sich auch ausbilden, wenn Tongestein im Nahfeld der abgelagerten Abfälle durch die wärmeentwicklungsbedingte Temperaturerhöhung austrocknet oder bei Abkühlung thermospannungsinduzierte Risse entstehen. Die nach Verschluss des Endlagers erfolgende Wiederaufsättigung der Porenräume führt zu zeitabhängigen Deformationen und wahrscheinlich auch zur Selbstabdichtung des durch die Untertagebauten konturnah aufgelockerten Gebirges, *NTB 02-03 (2002b)*.

3.10.2 Prinzipielle Hinweise zur Zwischenlagerung von Bohrkernmaterial bei isotropen (In-situ-) Spannungsbedingungen

Im Rahmen der Durchführung laborativer Untersuchungen von *Lux et al. (2006)* zum Verformungs- und Festigkeitsverhalten von Tongestein wurde in Ergänzung zu den bereits durchgeführten Indexversuchen an Tonsteinprüfkörpern der Lokation Mont Terri im Hinblick auf die Ermittlung des Einflusses der in situ anstehenden Porenwasserdrücke sowie der damit verbunde-

nen geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen auf das Tragverhalten ein neu entwickeltes Druckbehälter-System zur Zwischenlagerung von Bohrkernmaterial unter isotropen (In-situ-) Spannungen eingesetzt. Diese Druckbehälter wirken der bei der Bohrkernentnahme und nachfolgenden Zwischenlagerung im Lauf der Zeit entstehenden Reduktion des Porenwasserdruckes und der Austrocknung (Entsättigung) entgegen.

Durchgeführte laborative Untersuchungen haben gezeigt, dass zur Ermittlung der in situ anstehenden Materialeigenschaften der Tongesteine der Erhalt des Porenwasserdrucks von grundsätzlicher Bedeutung sein kann. Es scheint daher auf der Grundlage dieser Ergebnisse angebracht zu sein, über eine grundlegende Überarbeitung der international üblichen Bohrkernmaterialzwischenlagerung (Bohrkerne eingeschweißt in Alufolie zur Verhinderung von Wasserverlusten) nachzudenken.

Die nachstehend dokumentierte Untersuchungsreihe soll den Einfluss der Art der Zwischenlagerung des Tonsteinbohrkernmaterials weiter belegen.

Die bislang durchgeführten und im vorhergehenden Abschnitt beschriebenen Versuche haben den grundsätzlichen Nachteil, dass der Porenwasserdruck während der Versuchsdurchführung nicht gemessen worden ist. Außerdem besteht ein weiterer zweiter Nachteil in der Versuchsdurchführung darin, dass nicht bekannt ist, inwiefern die untersuchten Gesteinsprüfkörper vor Versuchsbeginn in der Zwischenlagerzeit schon einem Austrocknungsprozess unterlegen gewesen sind, so dass eine Teilsättigung vorliegt. Möglicherweise ist in dieser Zeit auch bereits eine porenwasser(unter)druckbedingte Entfestigung eingetreten. Unbekannt ist damit, wie sich das Gestein in seinen Eigenschaften und in seinem Gefügestand nach der Entnahme aus dem Gesteinsverband und der dadurch bedingten äußeren mechanischen und hydraulischen Entlastung in der Zeit der Zwischenlagerung verändert hat. Möglicherweise wird der Wasserdruck auch bereits durch die elastische Rückverformung des Bohrkernmaterials nach der Entnahme aus dem Gebirgsverband und der dadurch bedingten Entlastung abgebaut.

Um daher zu gewährleisten, dass das in Laborversuchen ermittelte Materialverhalten das in situ anstehende Gestein in seinen jeweilig untersuchten Eigenschaften hinreichend repräsentativ charakterisiert, müssen die Bohrkernmaterialien nach Entnahme aus dem Gebirgsverband und vor Durchführung der Versuche zum Schutz gegen (nachhaltige) Porenwasserdruckänderung / Entfestigung / Austrocknung entsprechend gelagert werden. Üblicherweise wird das in dieser Hinsicht sensitive Bohrkernmaterial (vornehmlich Tone, Tongesteine) zum Schutz gegen Austrocknung oder die Aufnahme von Feuchtigkeit aus der Umgebungsluft in Plastik- oder besser Alufolie verschweißt und unter klimatisch geeigneten Umgebungsbedingungen zwischengelagert.

Bild 3.69 zeigt analog zu *Bild 3.37* exemplarisch einen Bohrkern nach kurzer Lagerungsdauer im Vergleich mit einem ca. 6 Monate alten Tongesteins-Bohrkern, die entsprechend der üblichen Vorgehensweise in Plastikfolie verschweißt über diese Zeiträume in Holzkisten zwischengelagert worden sind. Der Entfestigungsprozess auf den parallel zur Bohrkernachse orientierten Schichtflächen ist bei dem 6 Monate zwischengelagerten Prüfkörper bereits so weit fort geschritten, dass die Schädigungen deutlich erkennbar und das Bohrkernmaterial daher als Prüfkörpermaterial für mechanisch-hydraulische Untersuchungen unbrauchbar geworden ist. Gesteine, die darüber hinaus unter Porenwasserdruck stehen, zeigen ungeachtet der klimatisierten und gegen Feuchtigkeitsverlust oder Feuchtigkeitszutritt geschützten Zwischenlagerung eine mit der Lagerungsdauer zunehmende Veränderung ihrer mechanischen Eigenschaften (Gefügeentfestigung).

Zwischenlagerung in Holzkiste und Plastikfolie



Nach Entnahme aus Kernkiste nach kurzer Lagerung (6 Wochen)



6 Monate später
(ca. 40 – 60% nicht untersucht bzw.
Untersuchung nicht möglich)

Bild 3.69: Erhalt der Qualität des Bohrkernmaterials

Eine weitere Ursache neben der teilsättigungsbedingten Schrumpfrissbildung könnte unter diesen Bedingungen darin bestehen, dass entsprechend der in *Bild 3.70* gezeigten Skizze nach Entnahme des Bohrkernmaterials aus dem Gebirgsverband der Porenwasserdruck im Porenraum des Gesteins weiterhin aufgrund der geringen hydraulischen Leitfähigkeit wirksam ist, während die der Entnahmelokation entsprechenden und von außen auf das Bohrkerngestein eingewirkt habenden mechanischen Gebirgsspannungen und hydraulischen Drücke auf das Niveau des atmosphärischen Luftdruckes abgesenkt sind.

In der Folge entstehen innerhalb der Gesteinsstruktur des Prüfkörpers in Richtung Prüfkörperoberfläche zunehmende, tangential orientierte Zugspannungen, die je nach Gesteinsgefüge mit zunehmender Zwischenlagerungsdauer zu einer mehr oder weniger stark ausgeprägten Veränderung der mechanischen und hydraulischen Eigenschaften der Gesteinsmatrix führen können (Mikrorissbildung, Entfestigung). Allerdings könnte der Porenwasserdruck durch die elastische Volumenvergrößerung der Gesteinsmatrix infolge Entspannung nach der Entnahme aus dem Gebirgsverband auch weitgehend reduziert sein, so dass nur die Schrumpfrissbildung als Mechanismus verbleibt.

Aus diesen Prozessen insgesamt können phänomenologisch abhängig von der Zwischenlagerungsdauer folgende Eigenschaftsänderungen auftreten:

- eine Zunahme der Scherfestigkeit des Gesteins (Erhöhung der Effektivspannung durch Reduktion des Porenwasserdruckes bzw. Entsättigung (Aufbau einer Saugspannung),
- eine zunehmende Schädigung bzw. Zerstörung des Gesteinsgefüges durch die in der Matrix wirkende Differenz zwischen Porenwasserdruck und dem auf Atmosphärenniveau abgesenkten Umgebungsdruck, welche sich in der Ausbildung von Mikrofissuren und Rissen im Gestein zeigt sowie
- eine zunehmende Zerstörung des Gesteinsgefüges durch weitere Entsättigung mit der Folge von Schrumpfrissbildung (zunehmende Saugspannung).

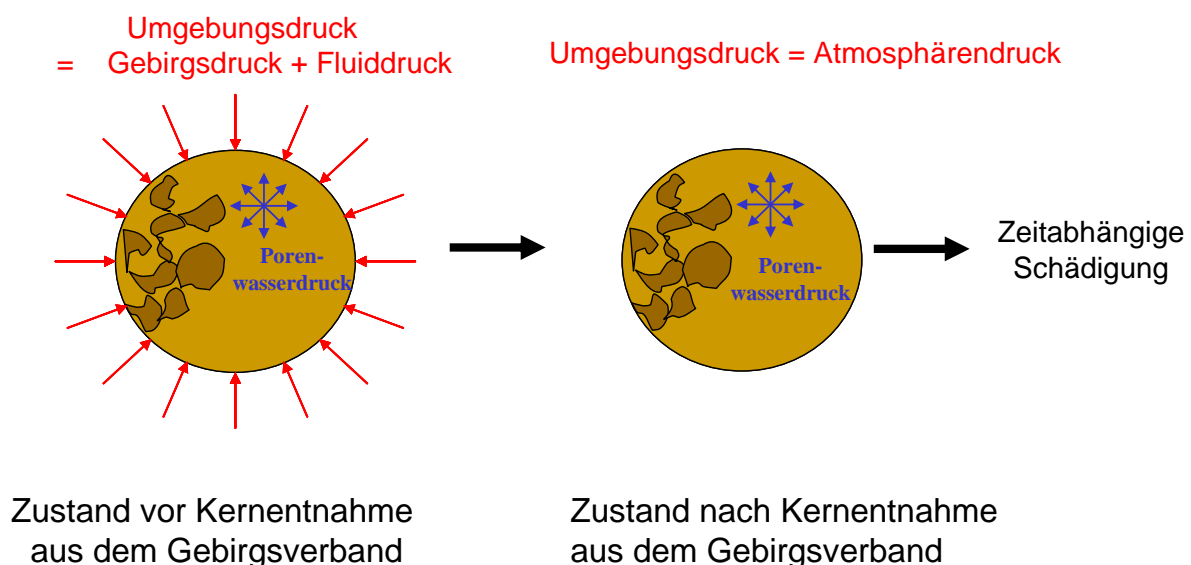


Bild 3.70: Entfestigungsprozess – mögliche Ursachen

Eine nachweislich erfolgreiche Methode zur Vermeidung der vorstehend skizzierten Alterungseffekte ist die Zwischenlagerung der Bohrkerne unmittelbar nach ihrer Entnahme aus dem Gebirgsverband in speziellen Probenlagerungsbehältern (Druckzellen).

Der in *Bild 3.71* gezeigte Probenlagerungsbehälter gewährleistet einerseits den Schutz der Prüfkörper gegen Austrocknung bzw. Wasser-/ Feuchtigkeitszutritt und ermöglicht andererseits die Vorgabe und Konstanthaltung eines dem Gebirgsspannungszustand bzw. mindestens dem Porenwasserdruck der Entnahmelokation entsprechenden isostatischen Spannungszustandes.



Bild 3.71: Zwischenlagerungssysteme für Tongestein

Auf der Grundlage bisher durchgeführter Untersuchungen an Tongesteinen kann bzgl. der Auswirkungen der Druckbehälterzwischenlagerung gegenüber einer konventionellen Zwischenlagerung in Form folienverschweißter Bohrkerne in Holzkisten unter atmosphärischen Druckbedingungen folgender Sachverhalt festgehalten werden:

- Bei konventioneller Zwischenlagerung wird mit zunehmender Zwischenlagerungsdauer entweder ein sogenanntes Disking beobachtet, d.h. die zunächst bei der Einlagerung kompakten Bohrkernstücke zerfallen mit zunehmender Lagerungszeit in einzelne Gesteinsscheiben von wenigen Zentimetern Länge (*bedding* senkrecht zur Bohrkernachse) oder es zeigt sich entsprechend *Bild 3.69* eine makroskopisch sichtbare Gefügeschädigung des Bohrkernmaterials durch die Ausbildung achsparalleler Risse (*bedding* parallel zur Bohrkernachse). Analoge Beobachtungen konnten bei den in Druckbehältern zwischen gelagerten Bohrkernen /

Bohrkernstücken bisher nicht beobachtet werden → **Die Druckbehälter bewirken zumindest visuell den Erhalt der Gesteinsqualität.**

- Die bisher an Tongesteinen gleicher Entnahmelokation und Lagerungsdauer durchgeführten Vergleichsuntersuchungen zur Kompressionsbruchfestigkeit zeigen abhängig von der Zwischenlagerungsart (folienverschweißte Zwischenlagerung unter Atmosphärendruck bzw. Zwischenlagerung im Druckbehälter) signifikante Unterschiede in den laborativ ermittelten Deformations- und Festigkeitseigenschaften, *Bild 3.70 und Bild 3.71.*

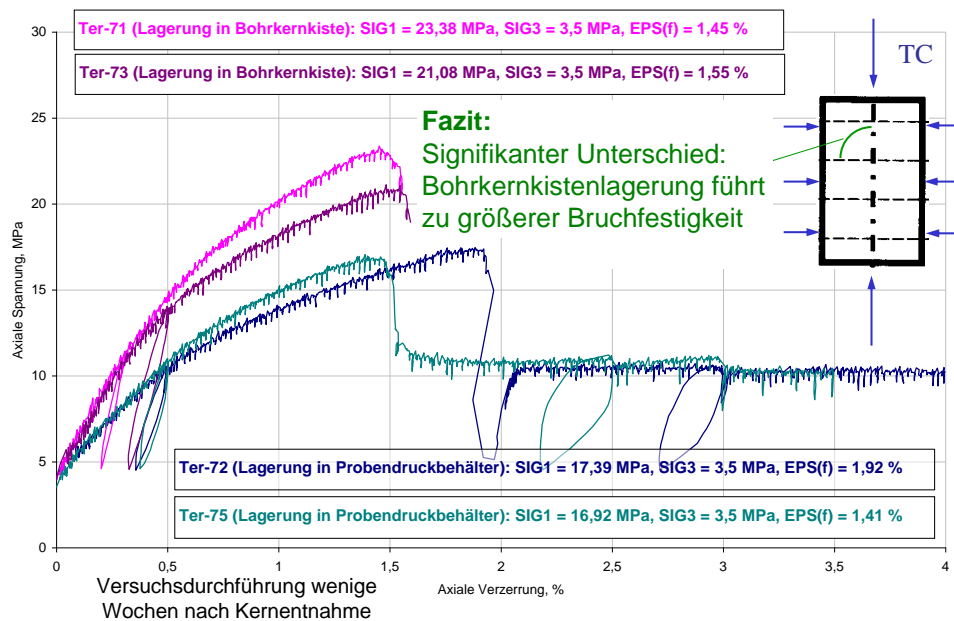


Bild 3.70: Einfluss unterschiedlicher Zwischenlagerung auf das Materialverhalten

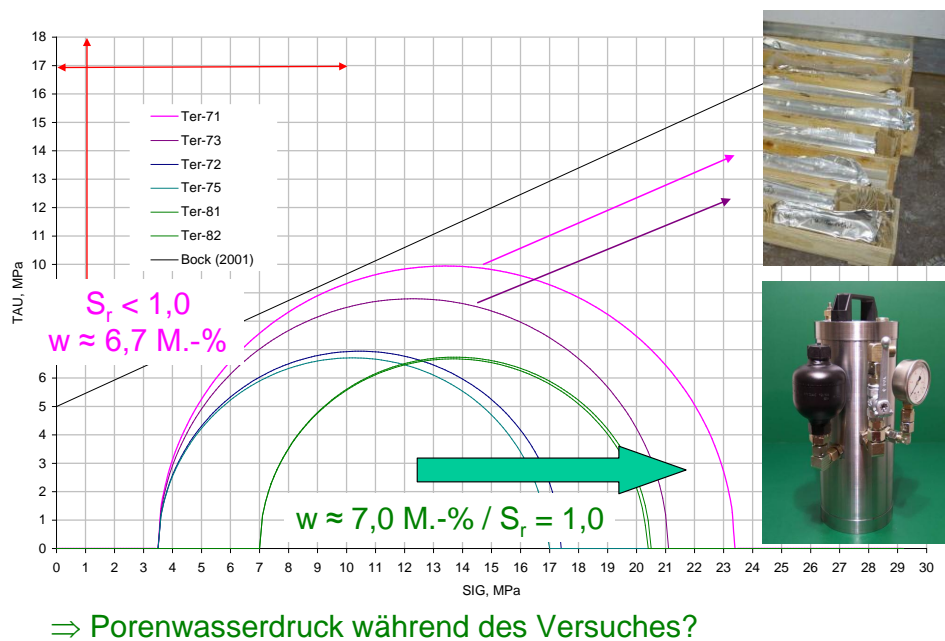


Bild 3.71: Interpretation der Untersuchungsbefunde – Porenwasserdruck?

Gemäß der Darstellung in *Bild 3.70* führt die Druckbehälterzwischenlagerung nicht zu der bei folienverschweißter Zwischenlagerung unter Atmosphärendruck beobachteten Verfestigung des Materials infolge mäßiger Entsättigung. Offensichtlich bleiben die hydraulischen Eigenschaften bei Druckbehälterzwischenlagerung über die Zeit der Zwischenlagerung erhalten, so dass die Druckbehälter eine **Reproduzierbarkeit der Versuchsbefunde auch nach längerer Zwischenlagerung** bewirken. Entsprechend *Bild 3.71* resultiert hieraus auch eine von den bisherigen Ansätzen (schwarze Linie) deutlich abweichende Einschätzung des Festigkeitsverhaltens, gekennzeichnet durch keine Festigkeitszunahme bei Zunahme des Manteldrucks - ein deutlicher Hinweis auf die Ausbildung eines Porenwasserüberdruckes auch bei Tongestein (und damit nicht nur bei plastischen Tonen), der aber mit der bestehenden Versuchsausstattung noch nicht gemessen werden konnte. An einer Erweiterung der Prüfanlagen um eine Vorrichtung zur online-Messung des Porenwasserüberdruckes wird derzeit gearbeitet.

3.10.3 Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse zum zeitunabhängigen Festigkeitsverhalten im Hinblick auf den Einfluss der Druckbehälterzwischenlagerung

Entsprechend den in *Abschnitt 3.10.2* dargestellten laborativen Erkenntnissen sind an Tongestein der Lokation Mont Terri weitere laborative Untersuchungen zum zeitunabhängigen Festigkeitsverhalten im Hinblick auf den Einfluss der Druckbehälterzwischenlagerung durchgeführt worden. Eine Zusammenstellung der im Rahmen triaxialer Kompressionsversuche bei Manteldrücken von $\sigma_3 = 3,5 \text{ MPa}$ und $\sigma_3 = 7,0 \text{ MPa}$ ermittelten Bruchspannungen σ_{1f} zeigt *Bild 3.72* im σ_{1f}/σ_3 – Diagramm. Die ausschließlich an schichtungsparallel erbohrten Prüfkörpern aus der Druckbehälterzwischenlagerung durchgeführten Untersuchungen werden in *Bild 3.72* mit einem rautenförmigen Symbol \diamond in grüner Farbe dargestellt. Im Rahmen dieser Bohrung konnten zwei weitere Prüfkörper gewonnen werden, die nicht in Druckzellen, sondern lediglich in einer Plastikfolie luftdicht verschweißt zwischengelagert worden sind. Die mit diesen Prüfkörpern durchgeführten laborativen Untersuchungen wurden unmittelbar nach Bohrkernentnahme (~ 1 Woche) durchgeführt und werden bei der Aufbereitung der Untersuchungsergebnisse vergleichend mit einem rautenförmigen Symbol \diamond in roter Farbe dargestellt.

Ergänzend sind die bereits in *Abschnitt 3.4.2* vorgestellten Bruchfestigkeiten bohrungsabhängig in blauer Farbe (entsprechend der unterschiedlichen symbolischen Darstellung: \blacktriangle *BLT7*, \blacksquare *BLT9*) zusammen mit der daraus ermittelten Bruchfestigkeitsgrenze für P-Proben dargestellt.

Das Bohrkernmaterial dieser Versuche ist entsprechend der üblichen Vorgehensweise in Plastikfolie verschweißt und in Holzkisten zwischengelagert worden. Zusätzlich ist auch noch die in der Literatur nach *Bock (2001)* angegebene Bruchfestigkeitsgrenze für P-Proben der Lokation Mont Terri aufgetragen.

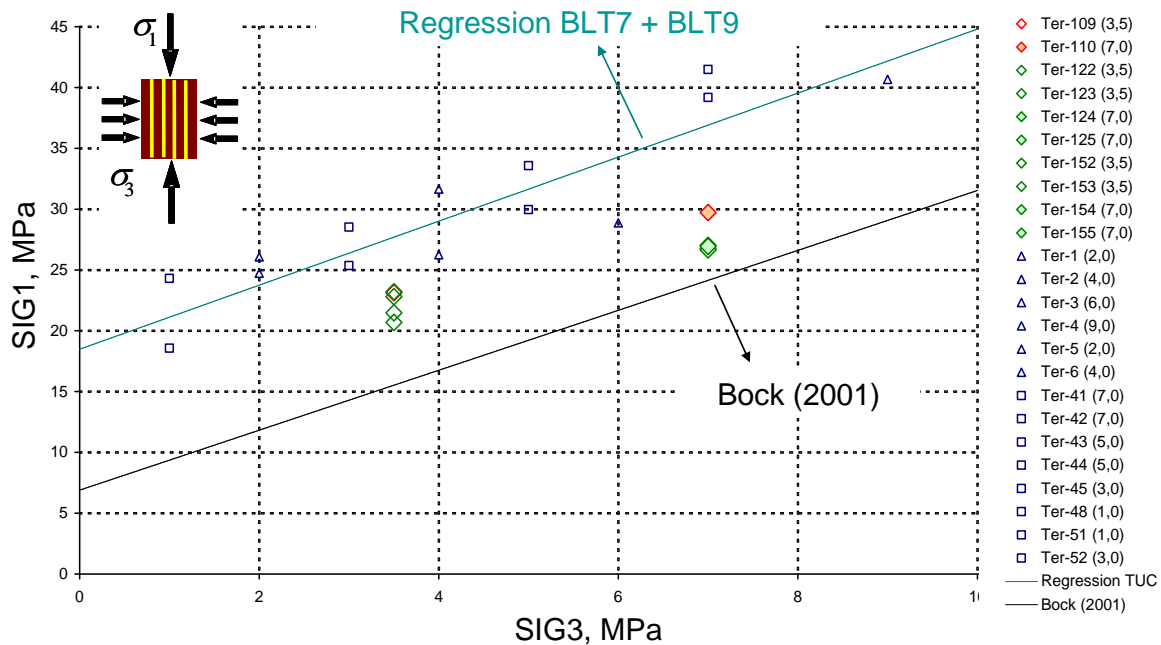


Bild 3.72: Bruchspannungen σ_{1f} bei Manteldrücken von $\sigma_3 = 3,5 \text{ MPa}$ und $\sigma_3 = 7,0 \text{ MPa}$ im σ_{1f}/σ_3 – Diagramm

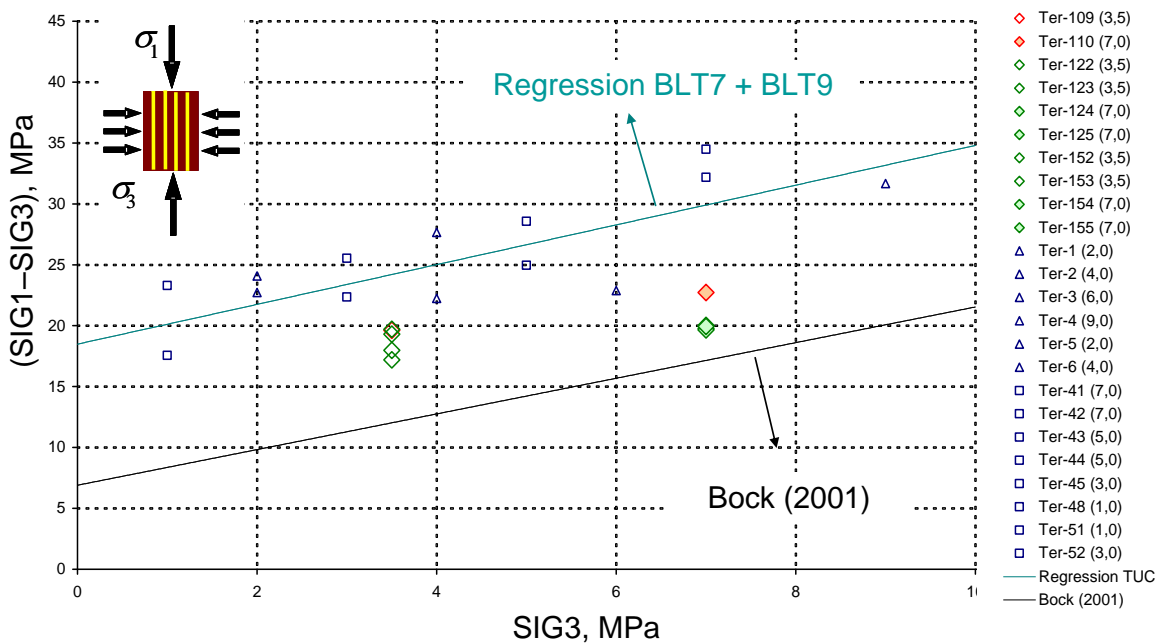


Bild 3.73: Deviatorspannungen im Bruchzustand in Abhängigkeit von der Minimalspannung

Die Darstellung der Deviatorspannung über die Minimalspannung in Bild 3.73 zeigt, dass die für

die entsprechend *Abschnitt 3.4.2* durchgeführten laborativen Untersuchungen nachgewiesene deutliche Zunahme der Bruchfestigkeit mit zunehmender Minimalspannung für die Prüfkörper aus der Druckbehälterzwischenlagerung nicht oder nur marginal gegeben ist. Unabhängig von der Minimalspannung zeigen diese Befunde ein von den Prüfkörpern ertragbares Beanspruchungsniveau von $(\sigma_{1f}-\sigma_3) \approx 20$ MPa. Dieser Befund weist auf das Vorhandensein eines mit der Minimalspannung zunehmenden Porenwasserdrucks hin (\rightarrow Übergang zu Effektivspannungen).

Bild 3.74 zeigt die im Bruchzustand ermittelten Deviatorspannungen in Abhängigkeit des Wassergehaltes der einzelnen Prüfkörper. Einhergehend mit dem ermittelten minimalspannungsunabhängigen Beanspruchungsniveau von $(\sigma_{1f}-\sigma_3) \approx 20$ MPa ergibt sich für den Wassergehalt eine Streubreite von $w = 6,8$ M.-% bis $w = 7,3$ M.-% für die Ergebnisse der Untersuchungen an Prüfkörpern aus der Druckbehälterzwischenlagerung. Diese nicht mit der in *Abschnitt 3.7* beschriebenen wassergehaltsabhängigen Veränderung der Festigkeitseigenschaften verbundene Streubreite der Wassergehalte (\rightarrow Tendenz: Zunahme der Bruchfestigkeit bei Abnehmendem Wassergehalt) deutet ebenfalls auf das Vorhandensein eines Porenwasserdruckes hin.

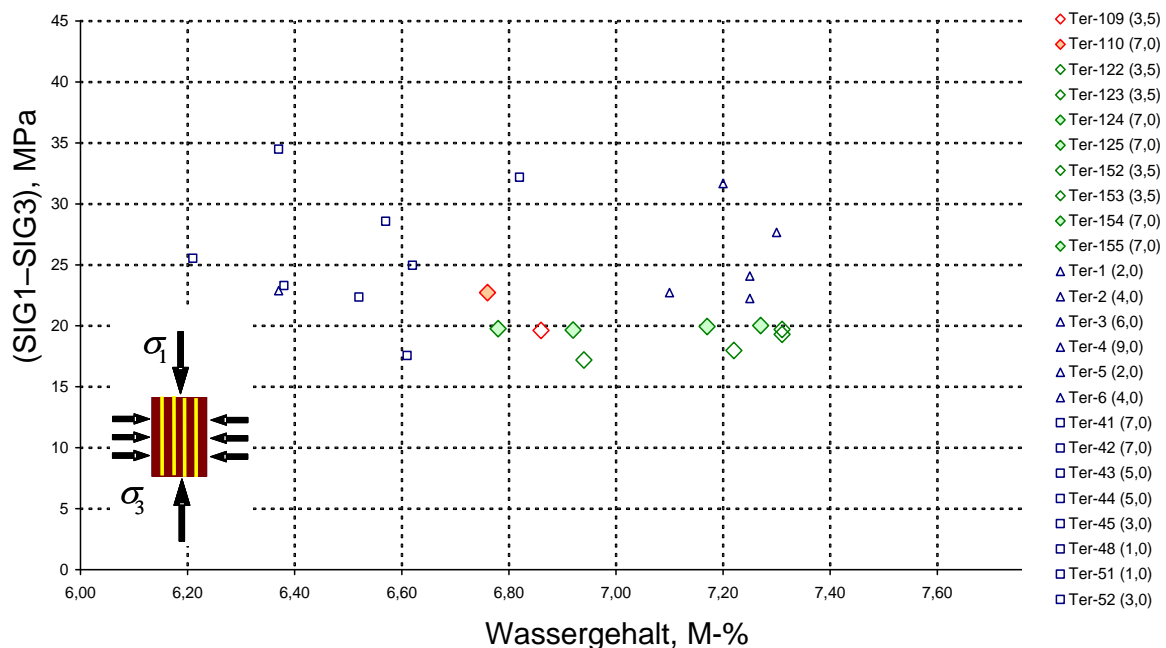


Bild 3.74: Deviatorspannungen im Bruchzustand in Abhängigkeit des Wassergehaltes

Weiterhin ist bei den in diesem Abschnitt dokumentierten laborativen Untersuchungen nicht wie in *Abschnitt 3.7* beschrieben eine wassergehaltsabhängige Veränderung der Steifigkeit (für den Bereich von $6,6 \leq w \leq 7,4$ M.-%) festgestellt worden.

In *Bild 3.75* sind die aus den Ergebnissen der Kurzzeitversuche abgeleiteten Bruchdeformationen $\varepsilon_{1,f}^-$ (Bruchstauchungen) aufgetragen und den Ergebnissen aus *Abschnitt 3.4.2* gegenübergestellt. Die in *Bild 3.18* dargestellten und nach Lokation und Schichtungsausrichtung gekennzeichneten Bruchstauchungen zeigen für die untersuchten Prüfkörper der Bohrungen *BLT7* und *BLT9* eine in nur sehr geringem Maße mit der Minimalspannung zunehmende Abhängigkeit. Dagegen weisen die Ergebnisse der Untersuchungen an Prüfkörpern aus der Druckbehälterzwischenlagerung unabhängig von der Minimalspannung annähernd identische Zahlenwerte von $\varepsilon_{1,f}^- \approx 0,4 - 0,5 \%$ auf.

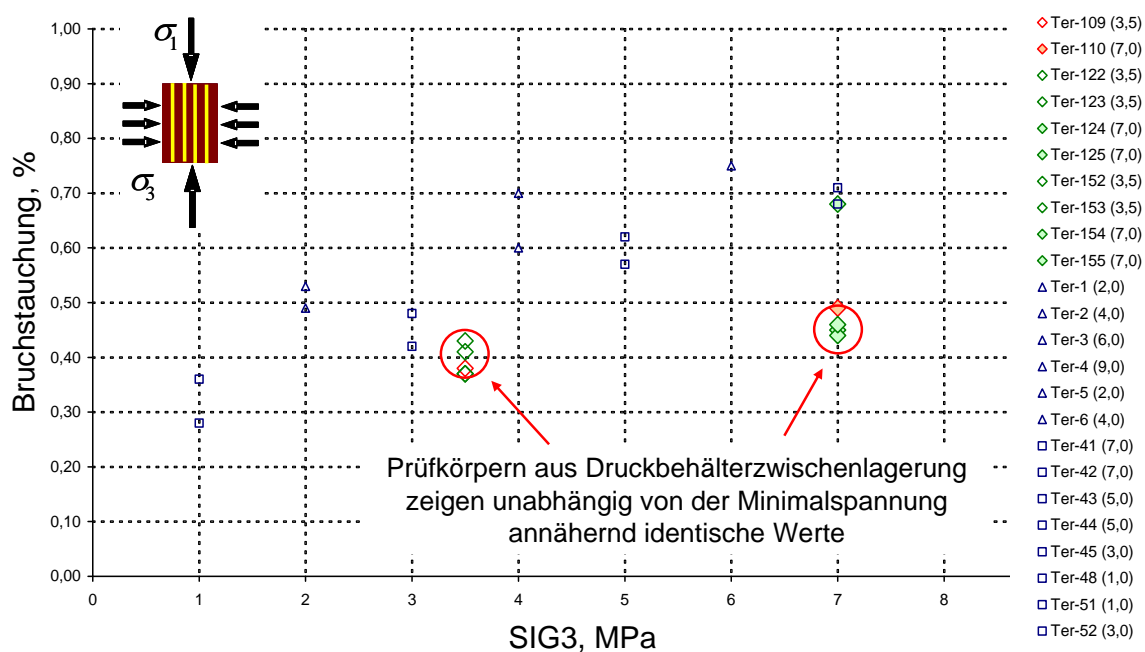


Bild 3.75: Bruchdeformationen aus triaxialen Kurzzeitversuchen (Bruchstauchungen) in Abhängigkeit von der Minimalspannung

Um zusätzlich zu den in *Abschnitt 3.10.2* vorgestellten Beobachtungen zum visuellen Erhalt der Gesteinsqualität bei den in Druckbehältern zwischengelagerten Prüfkörpern auch Aussagen zum mechanischen Erhalt der Gesteinsqualität zu erhalten, sind in *Bild 3.76* die im Rahmen dieser Untersuchungsreihe im Bruchzustand erhaltenen Deviatorspannungen in Abhängigkeit von der Zwischenlagerungsdauer der einzelnen Prüfkörper dargestellt. Es ergeben sich hier für Prüfkörper, die erst 25 Wochen nach der Bohrkernentnahme aus dem Gebirgsverband untersucht worden sind, die gleichen Zahlenwerte für die deviatorischen Bruchspannungen und die gleichen geringen Streubreiten wie für die Prüfkörper mit einer deutlich geringeren Zwischenlagerungsdauer von etwa 6 – 7 Wochen. Dieser Befund steht in deutlichem Gegensatz zu den bisherigen Unter-

suchungsergebnissen aus der internationalen Literatur. Hier zeigt sich eindrucksvoll die eigenschaftskonservierende Wirkung der konstruierten Druckbehälter.

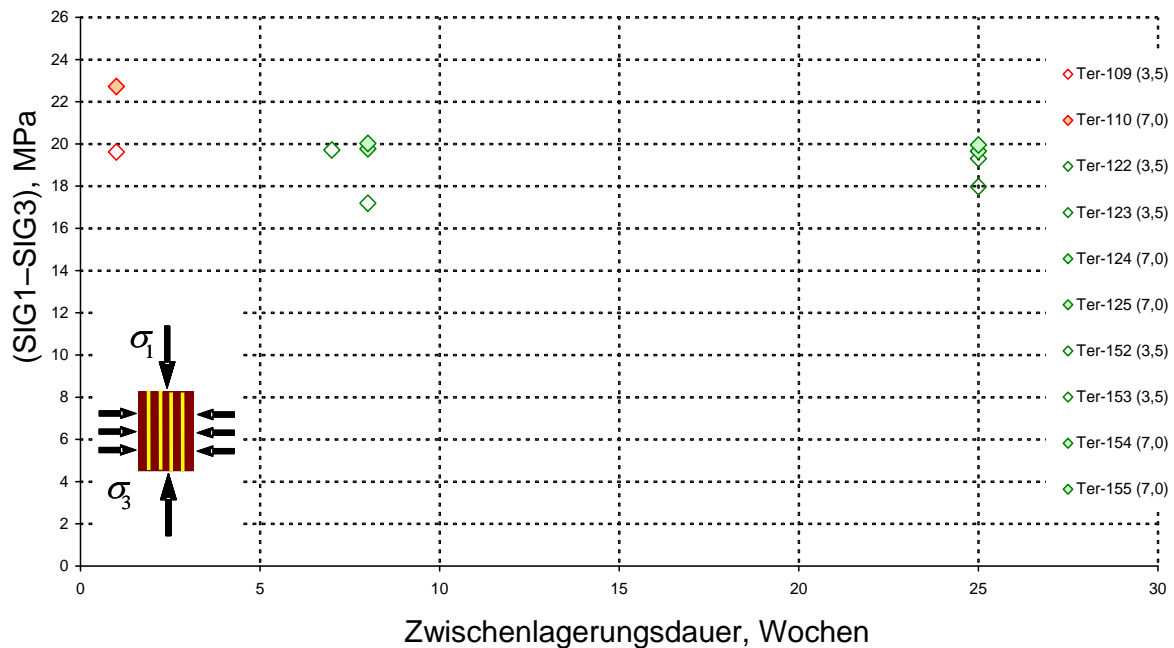


Bild 3.76: Deviatorspannungen im Bruchzustand in Abhängigkeit von der Zwischenlagerungsdauer der einzelnen Prüfkörper

Um grundsätzlich auf die Gesteinsqualität einwirkende tektonisch bedingte Effekte aus dem Gebirgsaufbau (Wahl geeigneter Gebirgsbereiche zur Bohrkernentnahme), Einflüsse der Auflockerungszone der Strecke sowie um eine eventuell bei der Bohrkernentnahme unabsichtlich hervorgerufene Schädigungen des Bohrkernmaterials (einseitige mechanische Beanspruchungen beim Bohrungsprozess, Teilsättigung bei der Handhabung des Bohrkernmaterials) zu identifizieren, werden in Bild 3.77 die im Bruchzustand erhaltenen Deviatorspannungen in Abhängigkeit von der Lage der einzelnen Prüfkörper in der Bohrung dargestellt. Als Lageparameter wird die Entfernung der Bohrkernentnahmestelle zur Streckenkontur eingeführt. Eine von der bereits beschriebenen relativ geringen Streubreite abweichende Ergebnisdarstellung, die auf eine Abhängigkeit der Bruchfestigkeit von der Lage der einzelnen Prüfkörper in der Bohrung hinweisen könnte, ist nicht erkennbar. Es ist damit davon auszugehen, dass das Bohrkernmaterial nicht durch Mikrorisse nachhaltig vorgeschädigt ist. Über die Ausdehnung der EDZ ist damit keine Aussage verbunden, da sich die Schädigungen auch im Bereich von konturparallelen Makrorissen konzentrieren können und dazwischen intaktes oder nur sehr gering geschädigtes Gestein verbleibt (Extensionsbrüche).

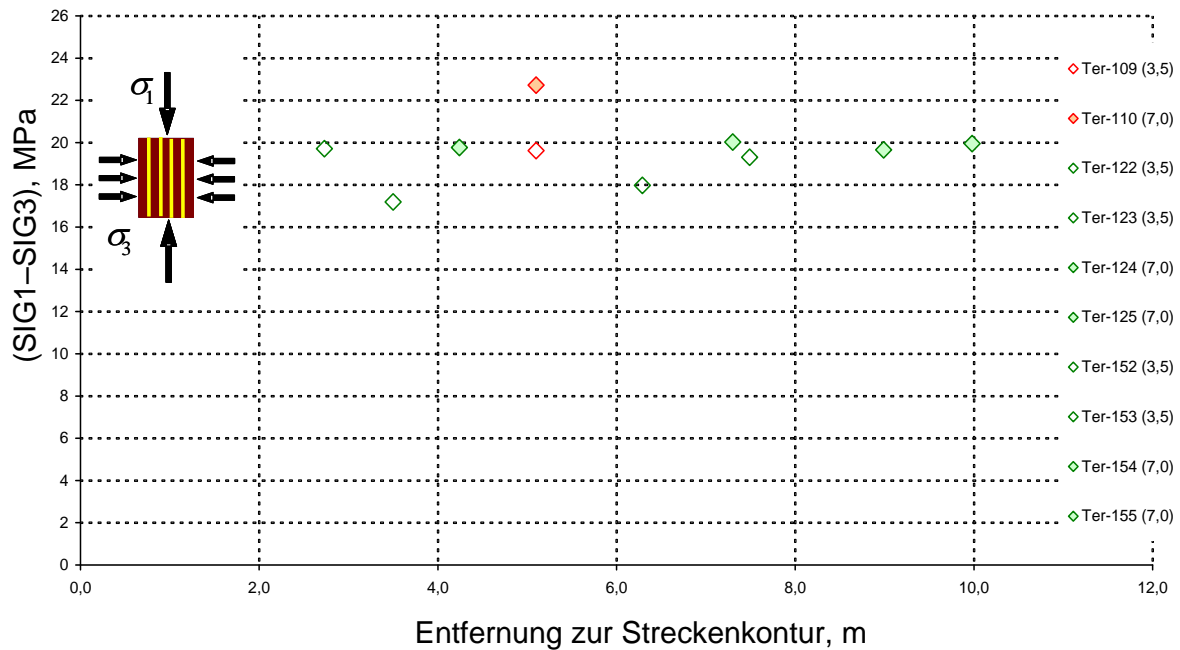


Bild 3.77: Deviatorspannungen im Bruchzustand in Abhängigkeit von der Lage der einzelnen Prüfkörper in der Bohrung (Entfernung der Entnahmelokation zur Streckenkontur)

Abschließend zeigt Bild 3.78 eine Gegenüberstellung der im Rahmen der laborativen Untersuchungen an schichtungsparallel erbohrtem Bohrkernmaterial der Lokation Mont Terri erhaltene Versuchsdaten zur Bruchfestigkeit in einem $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} / \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ -Diagramm (entsprechend p/q -Diagramm nach Schmidt (2001)). Grundsätzlich und wohl erstmalig wird das Vorhandensein eines mit der Minimalspannung zunehmenden Porenwasserdruckes detektiert. Die Detektion dieses Mechanismus ist offensichtlich auf den über die Zeit der Zwischenlagerung erfolgten weitgehenden Erhalt der in situ vorhandenen hydraulischen Eigenschaften der Gesteinsformation (Porenwasser(über)druck, Wassergehalt) im Bohrkernmaterial bedingt durch die Druckbehälter-zwischenlagerung zurückzuführen.

Weiterhin wird deutlich, dass aufgrund der vorstehend vorgestellten laborativen Untersuchungsbefunde eine Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse bei Verwendung der Druckbehälter-zwischenlagerung zu beobachten ist und eine Konservierung der Materialeigenschaften erfolgt.

An einer Erweiterung der Prüfanlagen um eine Vorrichtung zur online-Messung des Porenwasserdruckes wird derzeit intensiv gearbeitet, so dass später auch die Ausbildung eines Porenwasserüberdruckes über die hier gefundenen indirekten Hinweise hinaus (keine / nur marginale Zunahme der im Bruchzustand ermittelten Deviatorspannungen mit steigender Minimalspannung) auch bei Tongestein (und damit nicht nur bei plastischen Tonen) zahlenmäßig belegt werden kann.

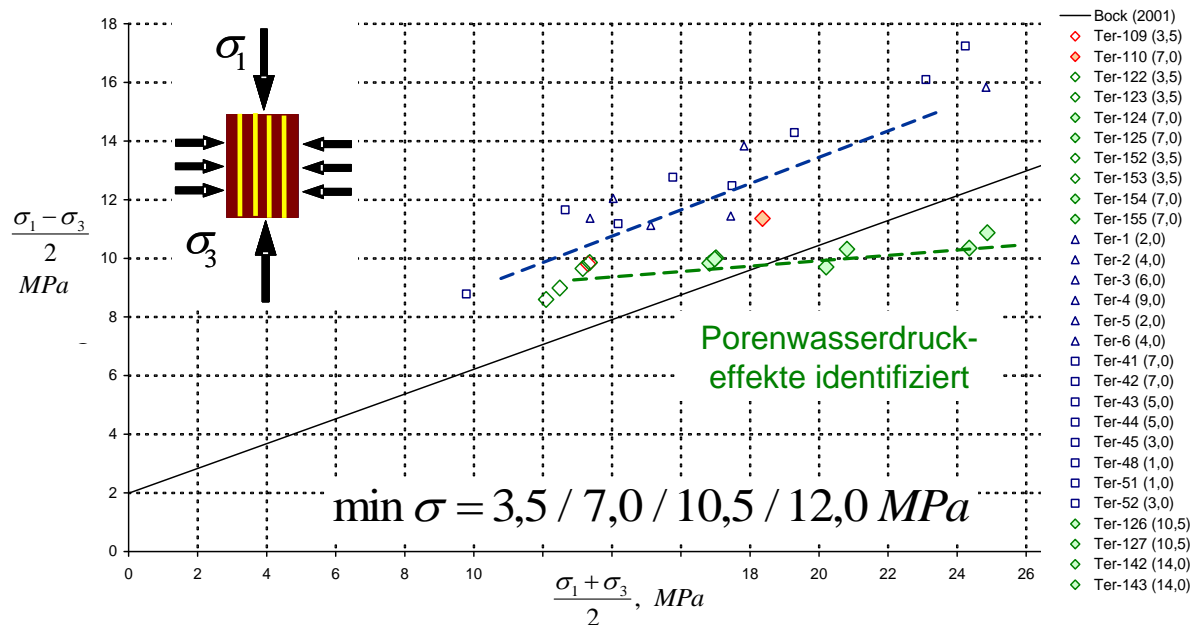


Bild 3.78: Gegenüberstellung der im Rahmen von laborativen Untersuchungen an schichtungsparallel erbohrtem Bohrkernmaterial der Lokation Mont Terri erhaltenen Befunde zur Bruchfestigkeit bei triaxialer Beanspruchung

3.10.4 Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse zum zeitunabhängigen Festigkeitsverhalten bei vorgegebenem Porenwasserdruck

Entsprechend der in Abschnitt 3.3.5 beschriebenen weiterentwickelten Versuchstechnik sind erste orientierende laborative Untersuchungen mit Vorgabe eines definierten Porenwasserdrucks durchgeführt worden, auf die im Folgenden anhand ausgewählter Ergebnisse eingegangen werden soll.

Um Fehler bei der Versuchsdurchführung auszuschließen und um nachzuweisen, dass die verwendete Versuchstechnik einwandfrei funktioniert, sind triaxiale Kompressionsbruchversuche an Sandsteinproben ohne / mit Vorgabe eines Porendruckes durchgeführt worden. Bild 3.79 zeigt das bei dem Versuch Nr. 42 erhaltene Spannungs-Verzerrungs-Diagramm. Dabei ist deutlich zu erkennen, dass die vorgegebenen Randbedingungen für den Porendruck mit $P_{\text{Flu}} = 10 \text{ MPa}$ während der gesamten Versuchsdurchführung konstant gehalten worden sind.

Um dem Einfluß eines vorgegebenen Porendrucks auf die zu ermittelnden Bruchfestigkeiten nachzugehen, sind insgesamt 8 spannungsgeregelte triaxiale Kompressionsbruchversuche mit Variation der Spannungs- und Porenwasserdruckrandbedingungen durchgeführt worden. Die Ergebnisse dieser laborativen Untersuchungen werden in Tabelle 3.3 zusammengestellt.

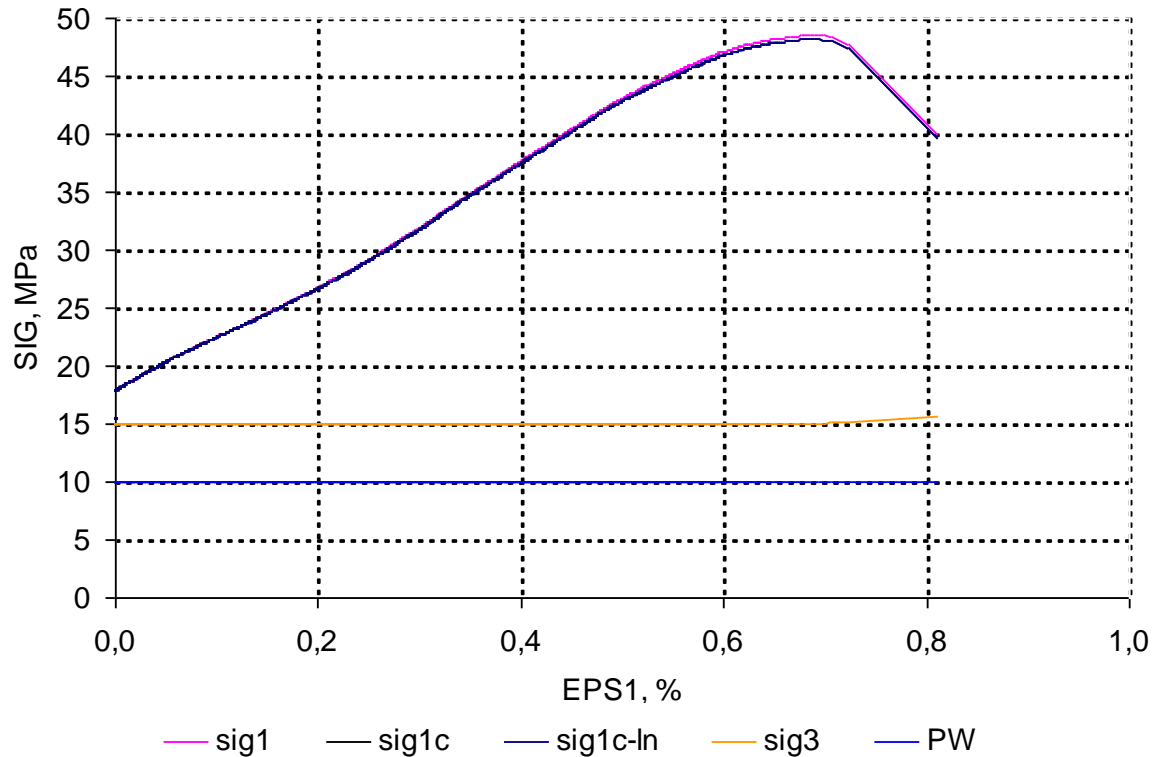


Bild 3.79: Spannungs-Verzerrungs-Diagramm für Sandsteinprobe Nr. 42 mit Darstellung des Porendruckverlaufs während des Versuchs

Probe	Versuchsart	Wichte	SIG3	PW	SIG1_c- ln,f	EPS1_f	SIG1- SIG3	EV_0
-	-	kN/m ³	MPa	MPa	MPa	%	MPa	MPa
Sandst.- 39	UCS	20,04	0	0	29,83	0,87	29,83	6400
Sandst.- 40	TCS	20,09	15	0	78,49	1,07	63,49	8000
Sandst.- 41	TCS	20,41	15	5	58,38	0,94	43,38	5200
Sandst.- 42	TCS	20,19	15	10	48,19	0,68	33,19	5500
Sandst.- 43	TCS	21,38	30	0	124,16	1,72	94,16	9500
Sandst.- 44	TCS	20,64	30	5	91,47	1,24	61,47	8000
Sandst.- 45	TCS	20,34	30	10	85,97	1	55,97	7750
Sandst.- 46	TCS	20,44	30	15	83,29	1,06	53,29	7000

Tabelle 3.3: Ergebnisse spannungsgeregelter triaxialer Kompressionsbruchversuche mit Variation der Spannungs-/ und Porenwasserdruckrandbedingungen an Sandsteinproben

Die Gegenüberstellung der Untersuchungsbefunde zeigt *Bild 3.80*. Hier ist die ermittelte totale Deviatorspannung in Abhängigkeit von dem vorgegebenen Porenwasserdruck dargestellt. Es zeigt sich über eine lineare Regression für die Datenkollektive mit jeweils gleicher Minimalspannung wie erwartet eine eindeutige Abnahme der Deviatorspannung mit steigendem Porenwasserdruck. Vergleichbare Ergebnisse sind zu finden bei *Nowakowski (2007)*.

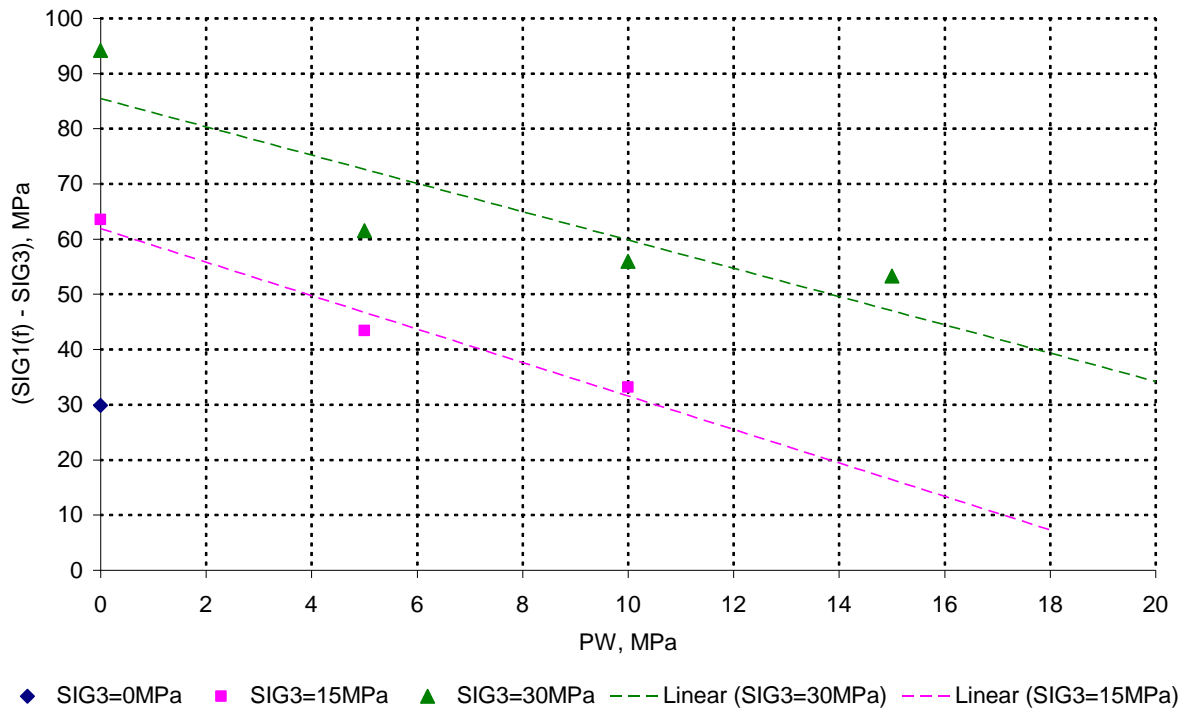


Bild 3.80: Ergebnisse triaxialer Kompressionsbruchversuche an Sandsteinproben, ermittelte totale Deviatorspannungen in Abhängigkeit des vorgegebenen Porenwasserdrucks

Damit dürfte die Leistungsfähigkeit der Versuchstechnik nachgewiesen sein. Die modifizierte Versuchstechnik wird im Folgenden bei den Untersuchungen an Tongesteinsprüfkörpern verwendet. Als typisches Ergebnis von laborativen Untersuchungen zum zeitunabhängigen Festigkeits- und Deformationsverhalten soll hier der Prüfkörper Ter-182 betrachtet werden (P-Probe). Mit diesem Prüfkörper ist ein triaxialer Kompressionsversuch mit einer Mantelspannung von $\sigma_{2,3} = 3,5$ MPa durchgeführt worden bis weit in den Bereich der Nachbruchfestigkeit.

Dem in *Bild 3.81* dargestellten Spannungs-Verzerrungs-Diagramm kann zusätzlich zu der Bruchfestigkeit β (=Höchstwert der Vertikalspannung bzw. der Deviatorspannung) sowie der Bruchverzerrung $\epsilon_{\text{In-Bruch}}$ auch der Porendruckverlauf in Form eines „back pressure“ entnommen werden, gemessen an der Unterseite des Prüfkörpers bei weggeregelter Belastung. Erwartungsgemäß sollte das Erreichen der Bruchfestigkeit β während der Versuchsdurchführung dazu

führen, dass eine mit diesem Beanspruchungsniveau verbundene Ausbildung von Makrorissen im Prüfkörper auch einen deutlichen Porendruckabfall herbeiführt.

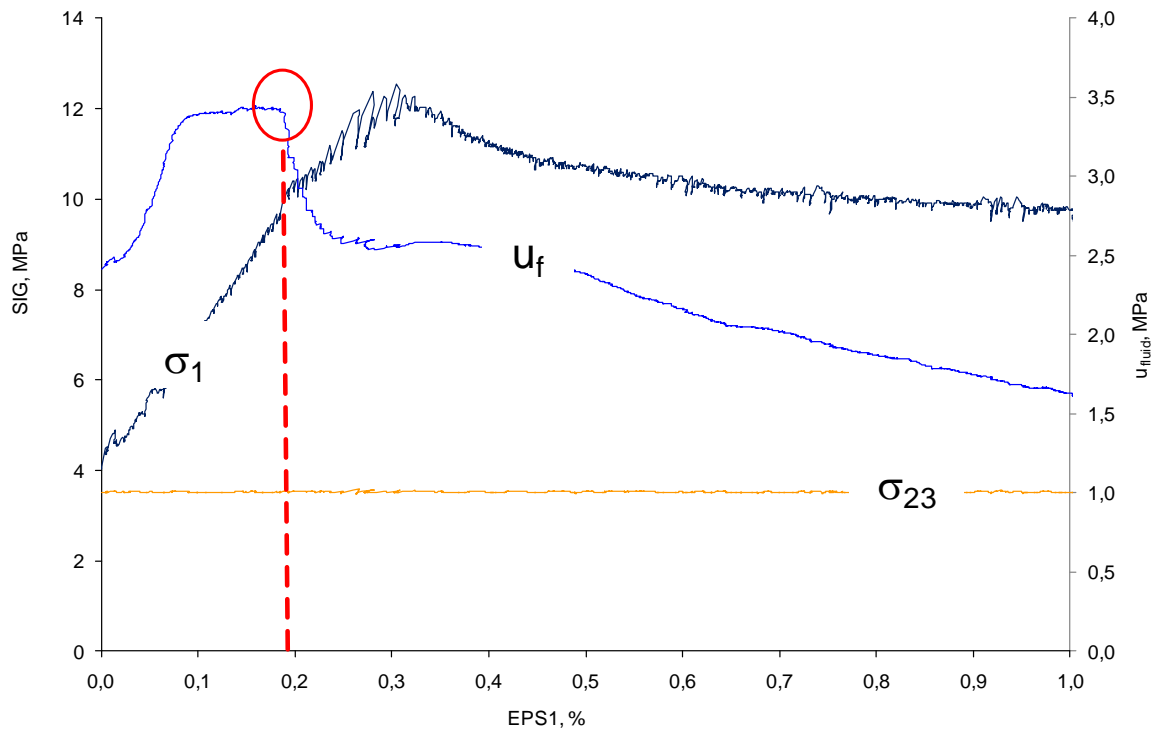


Bild 3.81: Spannungs-Verzerrungs-Diagramm für Prüfkörper Ter-182 mit Messung des Porendruckverlaufs während des Versuchs

Im Versuch ist entsprechend der roten Markierung in *Bild 3.81* jedoch eine Porendruckänderung ohne eine damit einhergehende markante Änderung des Spannungszustandes bereits bei einer Verzerrung von $\varepsilon_1 \approx 0,2 \%$ und damit vor Erreichen des Bruchzustandes bei $\varepsilon_1 \approx 0,3 \%$ zu beobachten. Der hier beginnende Porendruckabfall könnte erklärt werden mit der Weiterentwicklung und zunehmenden Vernetzung von schon bestehenden Mikrowegsamkeiten und / oder mit der Entstehung von neuen Mikrorissen (Hypothese: Erreichen der Dilatanzgrenze). Eine weitere Erklärung für die gemessene Reduzierung des Porendruckes könnte auch darin bestehen, dass zunächst sekundäre Wegsamkeiten bevorzugt auf Schichtflächen entstehen. Die im Vergleich zur Matrixfestigkeit geringere Schichtflächenfestigkeit könnte diesen Prozess begünstigen.

3.10.5 Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse zum zeitabhängigen Deformationsverhalten bei vorgegebenem Porenwasserdruck

Parallel zu den im vorhergehenden Abschnitt 3.10.4 exemplarisch vorgestellten Ergebnissen laborativer Untersuchungen zum zeitunabhängigen Festigkeitsverhalten sind mit der weiterent-

wickelten Versuchstechnik auch erste orientierende Untersuchungen zum zeitabhängigen Deformationsverhalten mit Vorgabe eines Porenwasserdrucks durchgeführt worden, auf die im Folgenden anhand ausgewählter Ergebnisse eingegangen werden soll. Dabei sind unter Beibehaltung identischer Spannungsrandbedingungen die hydraulischen Randbedingungen während der Versuchsdurchführung variiert worden. Die Versuchsdurchführung umfasst jeweils zwei Laststufen. Betrachtet werden die Prüfkörper Ter-181 und Ter-183.

Im ersten Testintervall sind die verwendeten Prüfkörper in der Triaxialzelle mit einer axialen Last von $\sigma_1 = 4$ MPa und einer Mantelspannung von $\sigma_{2,3} = 3,5$ MPa beansprucht worden. Der Porendruck ist mit $u_{fluid} = 2,5$ MPa in der gleichen Größenordnung aufgebracht worden wie der vorgegebene Flüssigkeitsdruck zur Aufsättigung der Prüfkörper in den Zwischenlagerungszellen. Die Bilder 3.82a und 3.82b zeigen als Ergebnisse der laborativen Untersuchungen an Opalinuston für die Prüfkörper Ter-183 und Ter-181 jeweils ein Spannungs-/Verzerrungs-Zeit-Diagramm mit Messung des Porendruckverlaufs während der Versuche im ersten Testintervall.

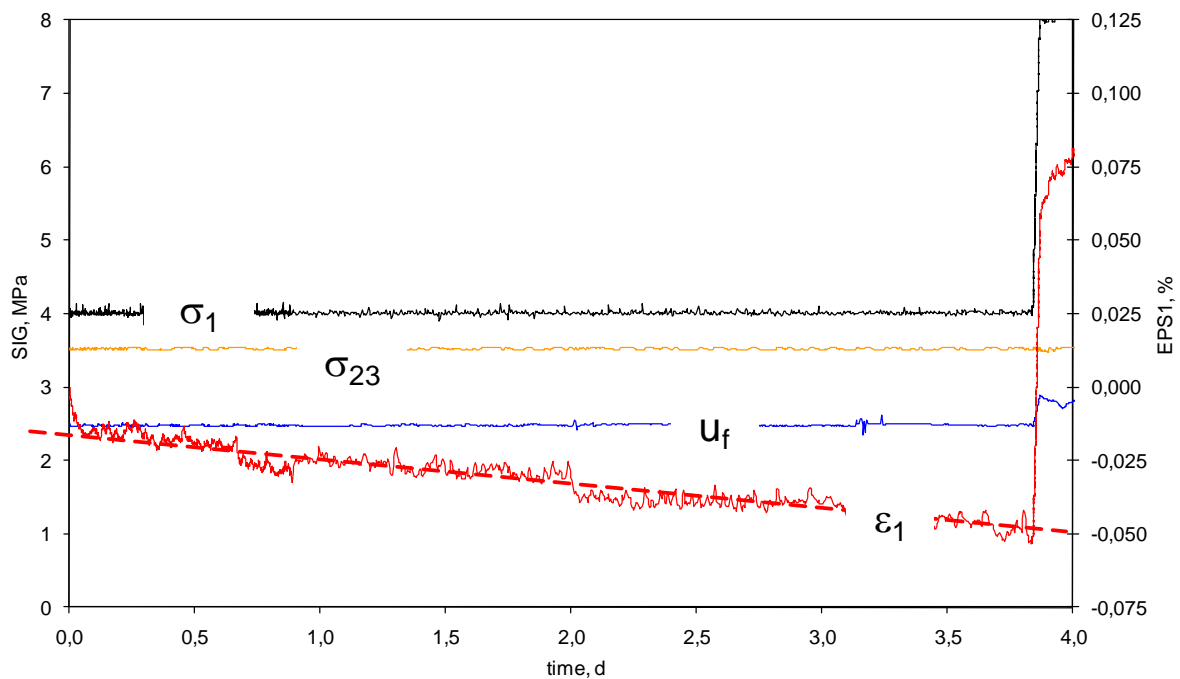


Bild 3.82a: Spannungs-/Verzerrungs-Zeit-Diagramm für Prüfkörper Ter-183 mit Messung des Porendruckverlaufs während des Versuchs - Testintervall 1 (4 d Aufsättigungsphase)

Im Rahmen des ersten Testintervalls ist der Porendruck für den Prüfkörper Ter-183 für einen Zeitraum von 4 Tagen und für den Prüfkörper Ter-181 für einen Zeitraum von 40 Tagen konstant gehalten worden. Beide Prüfkörper zeigen im ersten Testintervall trotz der leicht komprimierenden Beanspruchung mit $\sigma_v = 0,5$ MPa extensionales Verhalten (bei nahezu isotrope Beanspru-

chung). Während dieser Prozess bei dem Prüfkörper Ter-183 nach 4 Tagen Versuchszeit noch nicht abgeschlossen zu sein scheint, lässt sich aus den Ergebnisdarstellungen des Prüfkörpers Ter-181 erkennen, dass dieser Deformationsprozess nach 22 Tagen Versuchszeit erheblich reduziert ist oder sogar abgeschlossen sein könnte. Da Leitungswasser zur Re-Sättigung der Opalinuston-Prüfkörper verwendet worden ist, kann grundsätzlich ein Quellprozess der Tongesteinsmatrix nicht ausgeschlossen werden. Mit der Annahme von Quellverformungen kann das in Axialrichtung beobachtete extensionale Deformationsverhalten zunächst in der Tendenz erklärt werden. In Lateral- oder Umfangsrichtung erfolgt keine Deformierung. Um die beobachteten Effekte eindeutig zuzuordnen und charakterisieren zu können, sind noch intensive laborative Untersuchungen vorgesehen.

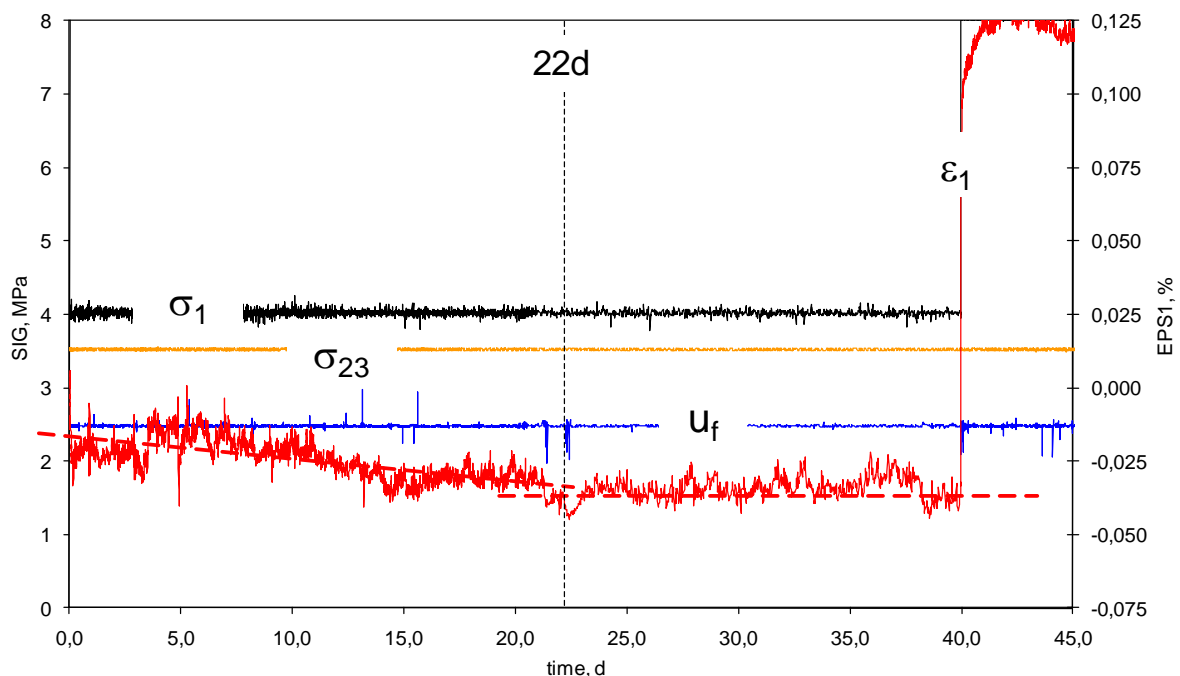


Bild 3.82b: Spannungs-/Verzerrungs-Zeit-Diagramm für Prüfkörper Ter-181 mit Messung des Porendruckverlaufs während des Versuchs - Testintervall 1 (40 d Aufsättigungsphase)

Im Rahmen des zweiten Testintervalls sind die hydraulischen Randbedingungen entsprechend einer unterschiedlichen Zielsetzung variiert worden. Bei Prüfkörper Ter-183 ist die Fluidzuleitung in die Zelle unterbrochen worden, um unter den dann vorliegenden undrainierten Bedingungen die Reaktion des Porendrucks auf die Erhöhung der axialen Beanspruchung auf einen Wert von $\sigma_1 = 8$ MPa messen zu können. Die Bilder 3.83a und 3.83b zeigen für das zweite Testintervall als Ergebnisse der laborativen Untersuchungen für die Prüfkörper Ter-183 und Ter-

181 jeweils ein Spannungs-/Verzerrungs-Zeit-Diagramm mit dem Porendruckverlauf während der Versuche.

Zunächst kann mit *Bild 3.83a* als Reaktion auf die Erhöhung der axialen Beanspruchung unmittelbar im Anschluss an eine relativ kurze eintägige elasto-viskose transiente Deformationsphase eine stationäre Deformationsrate von $\dot{\varepsilon}_1^- = 10^{-5}$ 1/d abgeleitet werden, die begleitet worden ist von einer zeitabhängigen Reduzierung des Porendrucks um $\Delta u_{fluid} = 1,2$ MPa in einem Zeitraum von $\Delta t \approx 10$ Tagen, entsprechend einer Fluidruckabnahmerate von $\dot{u}_f = 1,2$ bar/d. Die Beanspruchungszunahme zu Beginn des zweiten Testintervalls führt zu einer instantanen Porendruckerhöhung, die durch die elastische Kompaktion der Gesteinsmatrix induziert wird.

Nach einer totalen Versuchszeit von ca. 13 Tagen ist ein weiteres Testintervall mit einer Erhöhung des Porendrucks auf $u_{fluid} = 2,5$ MPa vorgesehen worden. Bei dem Versuch, den Porendruck dem Ausgangsdruck wieder angleichen zu können, ist der Prüfkörper durch die kurzfristige ungeplante Aufbringung eines Porendrucks von über $u_{fluid} = 10$ MPa vollständig zerstört worden (Prozess nicht dargestellt).

Die laborativen Untersuchungen an Prüfkörper Ter-181 sind vor dem Hintergrund durchgeführt worden, im zweiten Testintervall die zeitabhängige Prüfkörperdeformation als Reaktion auf eine Erhöhung der axialen Beanspruchung auf $\sigma_1 = 8$ MPa in Verbindung mit der Regelung des Porendrucks auf einen konstanten Wert von $u_{fluid} = 2,5$ MPa zu untersuchen. Damit wird die effektive Spannung in der Gesteinsmatrix konstant gehalten. Die in *Bild 3.83b* dargestellten Ergebnisse zeigen überraschend deutlich, dass neben einer anfänglichen, 2-3 Tage andauernden transienten Prüfkörperdeformation keine weiterführenden zeitabhängigen Deformationen aufgetreten sind.

Hypothese: Bei der Vorgabe eines konstanten Porendrucks während der Versuchsdurchführung ist davon auszugehen, dass trotz einer deviatorischen Beanspruchung von $\sigma_v = 4,5$ MPa keine zeitabhängigen Kriechdeformationen beobachtet werden. Daraus folgt dann weiter die Frage, ob grundsätzlich keine Kriechdeformationen vorhanden sind oder hier ein Beanspruchungsniveau noch unterhalb einer auf einem höheren Niveau als der im Versuch vorhandenen deviatorischen Beanspruchung anzusetzenden Kriechgrenze vorliegt.

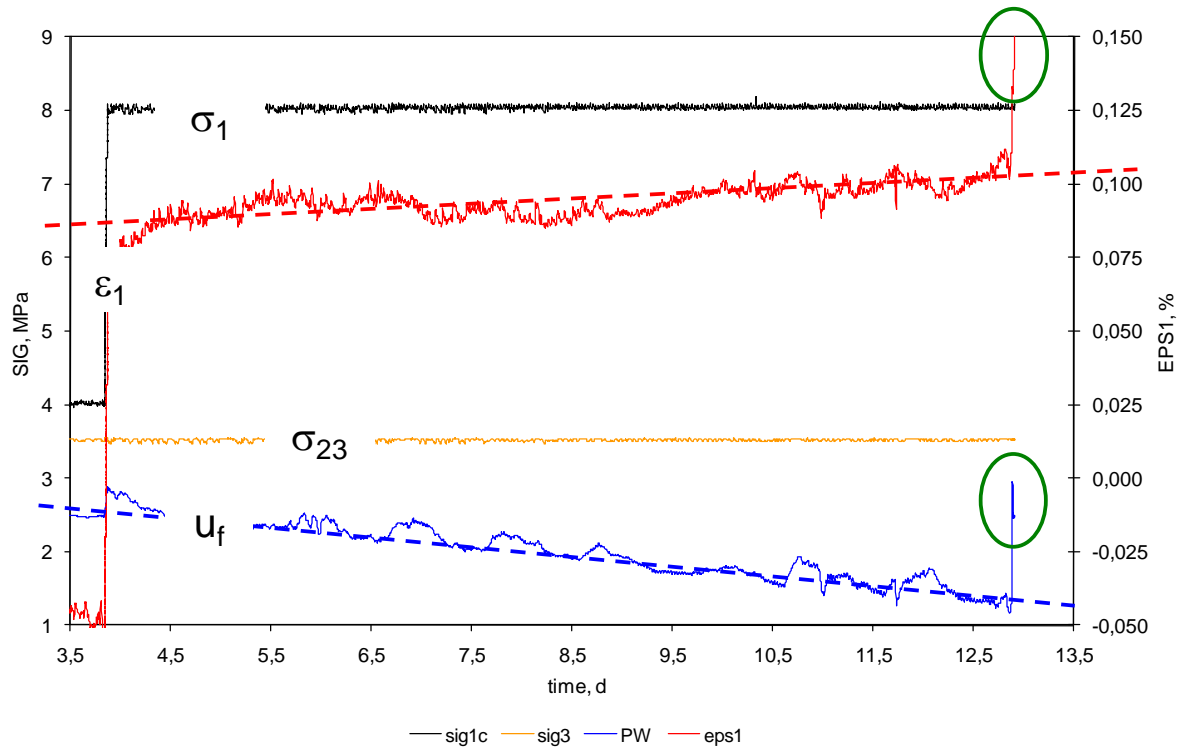


Bild 3.83a: Spannungs-/Verzerrungs-Zeit-Diagramm für Prüfkörper Ter-183 mit Messung des Porendruckverlaufs während des Versuchs - Testintervall 2 (9 d deviatorische Beanspruchung)

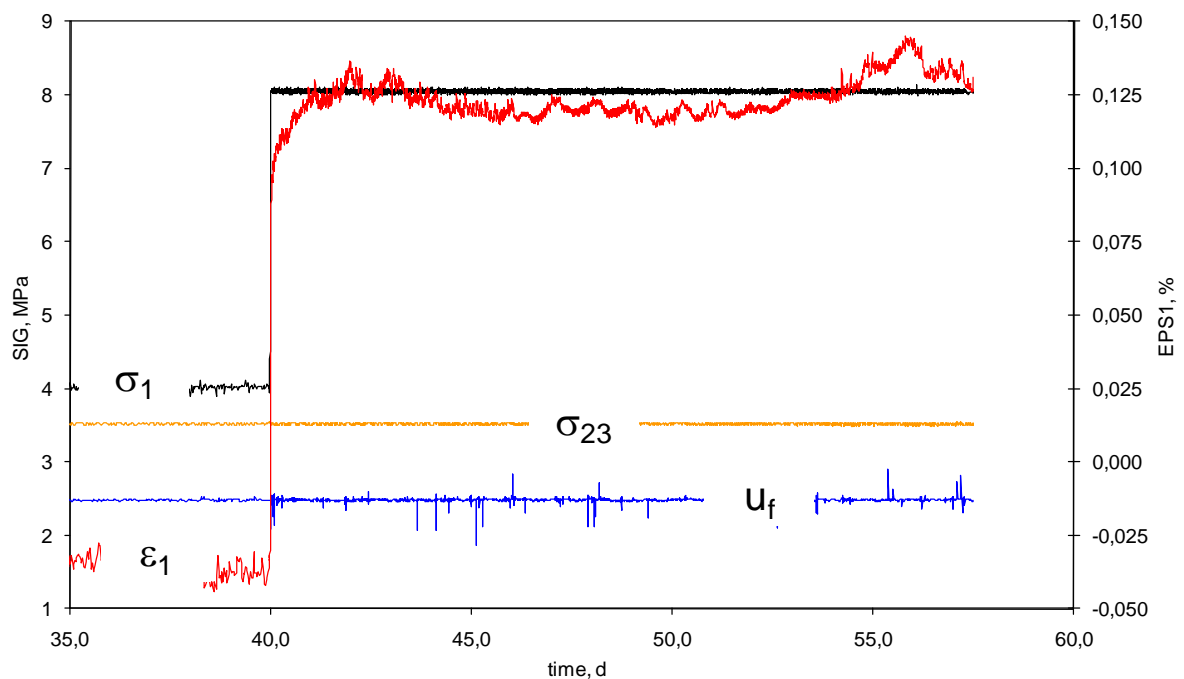


Bild 3.83b: Spannungs-/Verzerrungs-Zeit-Diagramm für Prüfkörper Ter-181 mit Messung des Porendruckverlaufs während des Versuchs - Testintervall 2 (17 d deviatorische Beanspruchung)

3.11 Durchgeführte laborative Untersuchungen und Diskussion der Ergebnisse

Aus den vorhergehenden Ausführungen ergibt sich für Tongestein ein ausgesprochen komplexes Festigkeits- und Deformationsverhalten mit einer Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften nicht nur von der Fazies (Mineralzusammensetzung, Kompaktionsgrad, Anisotropie), sondern auch von Wassergehalt (Sättigung, Teilsättigung) und Porenwasserdruck, von der Beanspruchungsrate sowie vom Beanspruchungsniveau und nicht zuletzt (wohl) auch von der Art der Versuchsdurchführung. Gerade der zuletzt genannte Aspekt ist dann von zentraler Bedeutung, wenn es darum geht, Ergebnisse laborativer Untersuchungen miteinander zu vergleichen, die in unterschiedlichen Laboratorien erarbeitet worden sind und bei denen die Versuchsbedingungen nicht vollständig beschrieben sind.

Aufgrund der hier vorgestellten neuartigen Beobachtungen bei Auswertung der laborativen Untersuchungen ergibt sich für die untersuchten Tongesteinsprüfkörper grundsätzlich die Frage nach dem Mechanismus für die erhaltenen zeitabhängigen Deformationen. Da infolge des generell im Tongestein vorhandenen Porenwassers bereits in der Normalentwicklung des Endlagersystems weiterhin auch hydraulische Prozesse zu erwarten sind, die dann auch mit den mechanischen und thermischen Prozessen in Wechselwirkung stehen, sind in dieser Arbeit laborative Untersuchungen mit einer modifizierten Versuchstechnik mit Vorgabe eines Porenwasserdrucks an der Unterseite des Prüfkörpers durchgeführt worden. Die vorgestellten Versuchsergebnisse zum zeitunabhängigen Kurzzeitfestigkeits- und Deformationsverhalten sowie zum zeitabhängigen Langzeitdeformationsverhalten zeigen grundsätzlich, dass es möglich ist, den Porendruck als Steuerungsparameter in den laborativen Untersuchungen zu verwenden und damit als weiteren, auch aktiv handhabbaren Kennwert in die Versuchstechnik einzuführen. Wie die Untersuchungsbefunde zeigen, hat die Variation der hydraulischen Randbedingungen einen fundamentalen Einfluss auf die beobachteten zeitabhängigen Deformationen der untersuchten Tongesteinsprüfkörper. Allerdings ist auch vor diesem Hintergrund die Frage nach dem Mechanismus für die beobachteten zeitabhängigen Deformationen noch nicht eindeutig zu beantworten. Allerdings ergibt sich bereits aus den durchgeführten laborativen Untersuchungen eindeutig eine starke Kopplung zwischen zeitabhängigen Deformationen und hydraulischen Strömungsprozessen.

Daher sind die in diesem Abschnitt vorgestellten eigenen laborativen Ergebnisse aus Untersuchungen zu den das Festigkeits- und Deformationsverhalten charakterisierenden Materialeigenschaften und Kennwerten immer auch unter dem Aspekt des jeweilig vorhandenen (raum-/

zeitveränderlichen) Wassergehalts bzw. Sättigungsgrades und (des im Rahmen dieser Arbeit größtenteils leider noch zahlenmäßig unbekannten) Porenwasserdrucks zu betrachten.

Der heutige Anspruch auf eine grundsätzliche Berücksichtigung von THMC-gekoppelten Prozessen bei physikalischer Modellierung und numerischer Simulation erfordert somit noch umfangreiche systematische laborative Forschungsarbeiten zur Validierung der verwendeten Simulationsinstrumentarien.

Auf der Grundlage der in diesem *Abschnitt 3* dokumentierten laborativen Untersuchungen werden in *Abschnitt 6.2* die Stoffkennwerte für das Stoffmodell *How/Lux-T* für Opalinuston aus Mont Terri ermittelt.

4 Physikalische Modellierung des Deformationsverhaltens mit Stoffmodellen und Materialkennwerten

4.1 Ausgewählte grundlegende Aspekte

Die physikalische Modellierung eines Gesteins betrifft vornehmlich die Abbildung der Deformationseigenschaften, der Festigkeitseigenschaften und der hydraulischen Eigenschaften in entsprechende mechanische und hydraulische Modelle. Ausgangspunkt für die Erarbeitung mechanischer Modelle ist die laborativ ermittelte Abhängigkeit der gemessenen Deformationen in der Form der Verzerrungen von vorgegebenen Variationsparametern wie der Beanspruchung, der Verzerrungsrate, der plastischen Deformation, der Materialstruktur, der Temperatur und der Luftfeuchtigkeit, *Lux (1984)*. Danach können bei phänomenologischer Betrachtungsweise aus den gemessenen Verformungen berechnete Verzerrungen durch Zwischenentlastungen zunächst in reversible (elastische) und irreversible (inelastische) Verzerrungsanteile unterschieden werden. Die inelastischen Verformungsvorgänge werden zunächst allgemein als „Fließen“ bezeichnet. Nach *Langer (1979)* können ein plastisches Fließen und ein viskoses Fließen unterschieden werden. Während das plastische Fließen eines Materials an die Überschreitung einer „Fließ“-Grenzbeanspruchung gebunden ist, erfolgt das viskose Fließen unabhängig von der Überschreitung einer Grenzbeanspruchung. Bei dem plastischen Fließen ist darüber hinaus die Differenzierung in ein zeitunabhängiges und in ein zeitabhängiges plastisches Fließen möglich.

Nachfolgend werden die inelastischen zeitunabhängigen Verformungen als *plastisches Fließen*, die zeitabhängigen, nach Überschreitung einer Fließgrenze auftretenden viskosen Verformungen als *visko-plastisches Fließen* und die zeitabhängigen, nicht an eine Fließgrenze gebundenen viskosen Verformungen als *viskoses Fließen* oder *Kriechen* bezeichnet. Mit dieser Klassifizierung wird das komplexe Verhalten realer Materialien idealisiert und durch das Verhalten idealer Materialien angenähert. Allerdings ist das von den Messgeräten registrierte Materialverhalten nicht nur abhängig von den Materialeigenschaften, sondern auch abhängig von den versuchstechnischen Bedingungen und den messtechnischen Möglichkeiten.

Die „gemessene“ Verzerrung ε enthält im allgemeinen Fall einen elastischen, einen thermischen, einen plastischen und einen viskosen Anteil. Mit der *Boltzmann*’schen Hypothese von der Additivität der verschiedenen Verzerrungsanteile folgt dann

$$\varepsilon = \varepsilon^{\text{el}} + \varepsilon^{\text{th}} + \varepsilon^{\text{p}} + \varepsilon^{\text{v}} \quad (4.1)$$

Dieser Ansatz gilt auch für die Inkremente und bietet für die Formulierung von Stoffmodellen den Vorteil, dass die einzelnen Verzerrungsanteile getrennt voneinander in Versuchen ermittelt

und durch theoretische Ansätze beschrieben werden können, verlangt andererseits aber auch die versuchstechnisch eindeutige Aufspaltung der Gesamtverzerrung in die einzelnen Anteile. Die Spezialisierung von Gl. (4.1) führt auf nachstehende Systematik:

Unter isothermen Versuchsbedingungen verschwindet der thermische Anteil ε^{th} . Der viskose Anteil ε^{v} kann vernachlässigt werden, wenn eine nur geringe Zeitabhängigkeit vorliegt, so dass Gl. (4.1) in diesem Fall übergeht in

$$\varepsilon = \varepsilon^{\text{el}} + \varepsilon^{\text{p}} \quad \text{bzw.} \quad (4.2a)$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^{\text{el}} + d\varepsilon^{\text{p}} \quad (4.2b)$$

Ein derartiges Stoffverhalten kann im Rahmen der Elastoplastizitätstheorie mit zeitunabhängigen elastisch-plastischen Stoffmodellen beschrieben werden. Bei größerer Zeitabhängigkeit der Verzerrungen lassen sich der plastische und der viskose Anteil versuchstechnisch nicht mehr eindeutig trennen. Die inelastischen Verzerrungsanteile können jedoch zu visko-plastischen Verzerrungen ε^{vp} zusammengefasst werden. Gl. (4.1) geht damit über in

$$\varepsilon = \varepsilon^{\text{el}} + \varepsilon^{\text{vp}} \quad \text{bzw.} \quad (4.2c)$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^{\text{el}} + d\varepsilon^{\text{vp}} \quad (4.2d)$$

Zur Beschreibung dieses Stoffverhaltens wird die Elasto-Viskoplastizitätstheorie herangezogen. Liegt schließlich eine ausgeprägte Zeitabhängigkeit der Verzerrungen vor, so kann der plastische Verzerrungsanteil gegenüber dem viskosen Anteil vernachlässigt werden und aus Gl. (4.1) folgt:

$$\varepsilon = \varepsilon^{\text{el}} + \varepsilon^{\text{v}} \quad \text{bzw.} \quad (4.2e)$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^{\text{el}} + d\varepsilon^{\text{v}} \quad (4.2f)$$

Dieses Stoffverhalten wird im Rahmen der linearen und nichtlinearen Elasto-Viskositätstheorie behandelt. Der Begriff *Elasto-Viskositätstheorie* wird in Anlehnung an den Begriff der *Elasto-Plastizitätstheorie* für zweckmäßiger gehalten als der Begriff der *Visko-Elastizitätstheorie*, der eine Beschränkung auf ein visko-elastisches, d.h. ein viskos-reversibles Verformungsverhalten erwarten lässt. Im Rahmen dieser Theorie wird aber auch ein viskos-irreversibles Materialverhalten behandelt. Mit der Bezeichnung *Elasto-Viskosität* wird dagegen nicht ausgesagt, ob die viskosen Verformungen reversibel oder irreversibel sind, *Lux (1984)*.

Wesentlich bei der Modellierung des Materialverhaltens von Tongesteinen ist vor diesem Hintergrund die Entscheidung, ob mit einem zeitunabhängigen elasto-plastischen Ansatz oder mit einem zeitabhängigen elasto-viskoplastischen oder elasto-viskosen Ansatz gearbeitet wird.

Aufgrund der Ergebnisse der orientierenden laborativen Untersuchungen aus *Abschnitt 3* soll hier im Hinblick auf die physikalische Modellierung ein elasto-viskoser Ansatz in der Abbildung der Deformationseigenschaften weiterverfolgt werden, da sich

- in den laborativen Untersuchungen in Relation zu den elasto-plastischen Deformationen doch auch noch signifikante viskose Deformationen insbesondere auch bei größeren Betrachtungszeiten ergeben haben und
- die zeitabhängigen Deformationseigenschaften bei der Anwendung auf Tragwerke zu zeitabhängigen Gebirgsdeformationen und zeitabhängigen Spannungsumlagerungen führen.

Eine Beschränkung nur auf einen elasto-plastischen Modellansatz könnte auch bei annähernder Erfassung der totalen Deformationen bei einer 3D-Modellierung die Spannungsumlagerungen Gebirge – Ausbau nur unzureichend wiedergeben und die grundsätzlichen Modellierungsmöglichkeiten sowie die Simulation des Tragwerkverhaltens in doch erheblichem Maße einschränken (z.B. Gegenüberstellung von Feldmessdaten mit Berechnungsdaten im Rahmen einer Validationsanalyse). Dabei bleibt im Rahmen der phänomenologischen Betrachtungsweise die Frage unbeantwortet, welche Mechanismen den zeitabhängigen Deformationen letztlich zugrunde liegen. Die Beantwortung dieser Frage ist allerdings dann von zentraler Bedeutung, wenn es darum geht, die laborativ in vergleichsweise kurzen Zeiträumen beobachteten Deformationen auf sehr viel längere Zeiträume zu übertragen. Eine der grundlegenden Fragen befasst sich dann mit der Entscheidung darüber, ob die in Versuchen beobachteten viskosen Deformationen als bloßes, wenngleich lang anhaltendes Übergangskriechen oder doch eher als eine Kombination aus Übergangskriechen und stationärem Kriechen zu interpretieren und entsprechend zu modellieren sind. Da ein zunächst breiter angelegter Modellansatz die Möglichkeit bietet, im Rahmen der Anwendung später entsprechende einschränkende Spezialisierungen vorzunehmen, soll hier dieser Weg beschritten werden. Damit ist die grundsätzliche Übertragung der für Steinsalz formulierten Stoffmodelle vorgezeichnet. Von hier ausgehend werden dann die erforderlichen Modifikationen und Erweiterungen vorgenommen.

Hinzuweisen ist darauf, dass bei Steinsalz von einer verschwindend geringen Kriechgrenze ausgegangen wird, d.h. deviatorische Spannungen führen grundsätzlich zu Kriechdeformationen. Ob bei Tongestein eine Kriechgrenzfestigkeit anzusetzen ist und wenn ja in welcher zahlenmäßigen Größe, muss noch untersucht werden. Damit hängt allerdings auch die Frage nach der Art der zeitabhängigen Verformungen bei Tongesteinen zusammen (z.B. Konsolidationsdeformationen als Folge von Porenwasserdruckänderungen oder viskose Deformationen als Folge von Gleitbewegungen im Mineralkorngefüge).

Die Verformbarkeit von Tongesteinen und hier insbesondere die Kriechfähigkeit erscheint im Vergleich zu Salzgesteinen üblicher Fazies eher gering ausgeprägt. Allerdings sind auch Steinsalzfazies bekannt, die ein nur ähnlich gering ausgeprägtes Kriechvermögen wie Tongesteine aufweisen. *Bild 4.1* zeigt in Anlehnung an *Bild 3.65* einen Vergleich stationärer Kriechraten für Tongesteine aus Mont Terri und Steinsalz. Für Tongesteine aus Bure hatten sich entsprechend *Bild 3.41* noch deutlich größere stationäre Kriechraten (vgl. Obergrenze Mont Terri) ergeben.

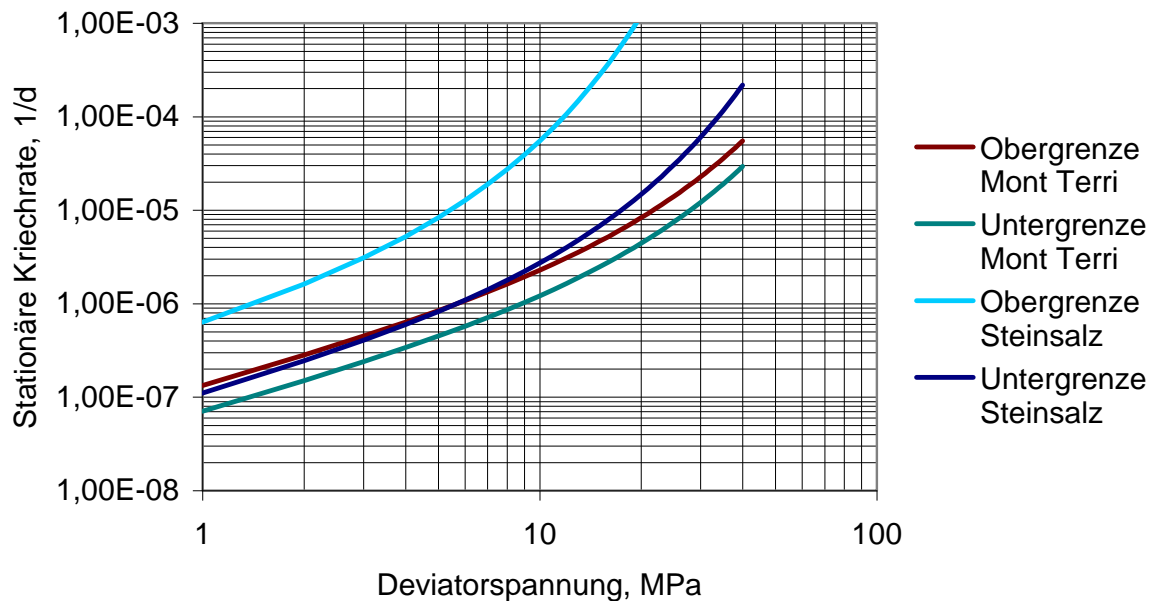


Bild 4.1: Vergleich stationärer Kriechraten von Steinsalz und Tongestein der Lokation Mont Terri

Zur physikalischen Modellierung des Kriechverhaltens von Tongesteinen sind zwar einige Stoffmodelle vorgeschlagen worden, z.B. *Su & Ozanam (1999)*, *Ghoreychi (1997, 1999)*, *Thury & Bossart (1999)* und *Bock (2000)*. Diese sind im Vergleich mit den Stoffmodellen für Salzgesteine allerdings noch weit weniger intensiv entwickelt. Nachstehend sollen zunächst einige typische Stoffmodelle für Tongesteine vorgestellt werden.

4.2 Ausgewählte Stoffmodelle aus der internationalen Literatur

(a) Rheologisches Burgers-Modell nach Thury & Bossart (1999)

Zur Beschreibung des Kriechverhaltens von Opalinuston (= Tongestein) aus dem Untertagelabor Mont Terri in der Schweiz wird in *Thury & Bossart (1999)* das rheologische lineare Burgers-Modell angewendet:

$$\dot{\varepsilon}_v = \dot{\varepsilon}_{tr} + \dot{\varepsilon}_s = \frac{\sigma_v}{\bar{\eta}_k} \cdot \exp\left[-\frac{\bar{G}_k}{\bar{\eta}_k} \cdot t\right] + \frac{\sigma_v}{\bar{\eta}_m} \quad (4.3)$$

Das *Burgers*-Modell besteht aus einer additiven Überlagerung der Kriechraten des *Kelvin*- und des *Maxwell*-Modells. Ein Zeitverfestigungsansatz, der z.B. bei *Aristorenas (1992)* für die Beschreibung viskosen Materialverhaltens von Tonschiefer angewendet worden ist, ist ungeeignet für eine stufenweise Belastungserhöhung und kann das Rückwärtskriechen bei einer Belastungsreduzierung nach dem *Kelvin*-Modell grundsätzlich nicht beschreiben, *Lux (1984)*. Daher wurde für Steinsalz auf diesem linearen *Burgers*-Ansatz aufbauend eine nichtlineare Erweiterung vorgeschlagen (hier: Stoffmodell *Lubby2*). Bei dieser Modifikation ist auch der Zeitverfestigungsansatz durch einen Dehnungsverfestigungsansatz für das transiente Kriechen ersetzt worden.

Nach *Thury & Bossart (1999)* und *Bock (2000)* gehört der Opalinuston zu den Sedimentgesteinen, deren mechanisches Verhalten aufgrund der Gefügeanisotropie im Grundsatz mit einem transversal isotropen Modell zu beschreiben ist. Festigkeitseigenschaften und Deformationsverhalten von Opalinuston sind richtungsabhängig sowie signifikant abhängig vom Wassergehalt. Danach beträgt der Wassergehalt des Opalinustons im natürlichen Zustand $w = 6,1 \%$. Ein höherer Wassergehalt führt zu einer geringeren Steifigkeit, zu einer geringeren Festigkeit und zu einem deutlicher ausgeprägten elasto-viskoplastischen Verhalten. So nimmt bei einem Manteldruck von $\sigma_3 = 10 \text{ MPa}$ z.B. die Festigkeit von $\beta_1 \approx 75 \text{ MPa}$ bei $w \approx 2 \%$ auf $\beta_1 \approx 35 \text{ MPa}$ bei $w \approx 9 \%$ ab. Allerdings wird das Kriechverhalten von Opalinuston weniger stark richtungs- und wassergehaltsabhängig als die Festigkeit und die Verformbarkeit beschrieben.

In *Tabelle 4.1* werden Viskositätswerte für Opalinuston aus Benken von *Thury & Bossart (1999)* in Abhängigkeit von der Schichtungsorientierung in Bezug auf die Hauptbeanspruchungsrichtung zusammengefasst und in *Bild 4.2* als Funktion des Wassergehaltes für zwei unterschiedliche Minimalspannungsniveaus (Manteldruck) dargestellt. Als Mittelwert kann danach bei Vernachlässigung der Abhängigkeit von der Minimalspannung und der Schichtungsorientierung, die in beiden Fällen eher (aufgrund der relativ großen Streubreite und der nicht dargestellten Versuchsergebnisse) nicht systematisch erkennbar ist, angesetzt werden:

$$w \approx 4,5 \% \rightarrow \bar{\eta}_m \approx 1 \cdot 10^{10} \text{ MPa} \cdot \text{s} \cong 1,2 \cdot 10^5 \text{ d} \cdot \text{MPa}$$

$$w \approx 5,5 \% \rightarrow \bar{\eta}_m \approx 5 \cdot 10^{10} \text{ MPa} \cdot \text{s} \cong 5,8 \cdot 10^5 \text{ d} \cdot \text{MPa}$$

Zum Vergleich werden für Steinsalz mittlerer Kriechfähigkeit bei Raumtemperatur und einer Deviatorspannung von $\sigma_V = 10$ MPa Maxwell'sche Viskositätsmoduli in der Größenordnung von $\bar{\eta}_m \approx 1 \cdot 10^6$ d·MPa angenommen.

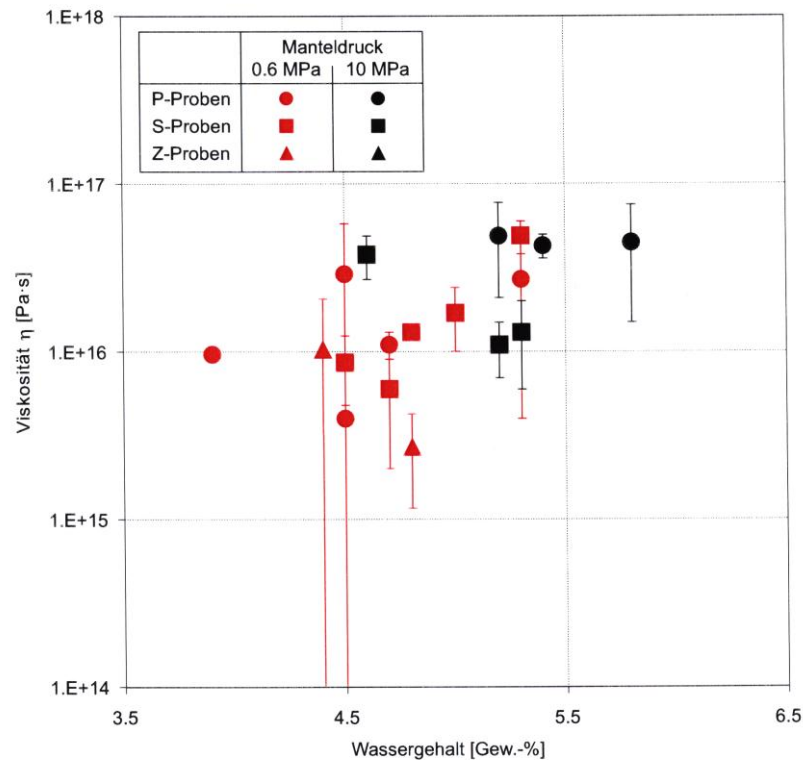


Bild 4.2 Gesteinsviskosität $\bar{\eta}_m$ für P-, S- und Z-Proben als Funktion des Wassergehaltes w nach Thury & Bossart (1999)

Parameter	P-Probe (parallel)	S-Probe (senkrecht)	Z-Probe (45°)
$\bar{\eta}_m$ (MPa·s)	$(2,7 \pm 1,8) \cdot 10^{10}$	$(1,9 \pm 1,6) \cdot 10^{10}$	$(6,5 \pm 5,4) \cdot 10^9$

Tabelle 4.1: Gesteinsviskosität in Abhängigkeit von der Schichtflächenorientierung in Bezug auf die Prüfkörperachse (Hauptbelastungsrichtung) nach Thury & Bossart (1999)

(b) Stoffmodell auf Basis der Deformationsverfestigung nach Ghoreychi (1997, 1999)

Nach Aussage in Ghoreychi (1997, 1999) sind qualitativ ähnliche Versuchsergebnisse an Tonstein aus Bure bezüglich Festigkeit, Schädigung / Dilatanz und Kriechen / Kriechbruch wie bei den Untersuchungen an Steinsalz erhalten worden. Zur Ermittlung der elasto-viskoplastischen Verzerrungsrate wurde ein Stoffmodell auf der Basis der Deformationsverfestigungstheorie

angesetzt. Das Stoffmodell beschreibt nur die transiente Kriechphase und wurde auch für Salzgesteine bis in die 80er Jahre angewendet (Dehnungsverfestigungsansatz):

$$\dot{\varepsilon}_v^{VP} = A \cdot \left(\frac{\sigma_v}{\sigma^*} \right)^n \cdot (\varepsilon_v^{VP})^{-m} \quad (4.4)$$

$$A = a \cdot \exp\left(-\frac{Q}{R \cdot T}\right) \quad (4.5)$$

mit:	a	$2,3 \cdot 10^{-12}$ 1/d,
	Q	41 kJ/mol,
	n	2,4, $m = 3$,
	σ^*	1 MPa,
	R	$8,314 \cdot 10^{-3}$ kJ/(mol·K),
	A	$1,5 \cdot 10^{-19}$ 1/d (für $T = 298$ K) nach Ghoreychi (1997, 1999).

Für dieses Stoffmodell ist von Su & Ozanam (1999) ein weiterer Parameterdatensatz ermittelt worden mit:

	a	10^{-9} 1/d,
	Q	63 kJ/mol,
	n	6,8, $m = 2,7$,
	σ^*	1 MPa,
	R	$8,314 \cdot 10^{-3}$ kJ/(mol·K),
	A	$9,05 \cdot 10^{-21}$ 1/d (für $T = 298$ K).

Beide Parametersätze sind zum Teil in den Zahlenwerten sehr unterschiedlich, obwohl sie für den gleichen Tonstein aus Bure gelten sollen.

Ein Schädigungsansatz wird nach Ghoreychi (1997, 1999) für notwendig gehalten, ist aber bislang noch nicht entwickelt. Deswegen kann das bislang bestehende Stoffmodell die in den Laborversuchen beobachtete tertiäre Kriechphase sowie den Kriechbruch nicht beschreiben. Als Beispiel zeigt Bild 4.3 die gemessenen Kriechdeformationen bei einem Manteldruck von $\sigma_{2,3} = 10$ MPa und Raumtemperatur sowie bei einer stufenweisen Belastungserhöhung bis zum Kriechbruch, Ghoreychi (1997). Bis zu einer Belastung von $\sigma_v \approx 18$ MPa wurde keine Schädigung beobachtet. Der Kriechbruch trat unter einer Belastung von $\sigma_v \approx 28$ MPa und bei einer axialen Verzerrung von $\varepsilon_1 \approx 3,2$ % ein. Das in Bild 4.3 beobachtete tertiäre Kriechen bzw. der Kriechbruch können mit den vorgestellten Stoffmodellen nicht beschrieben werden.

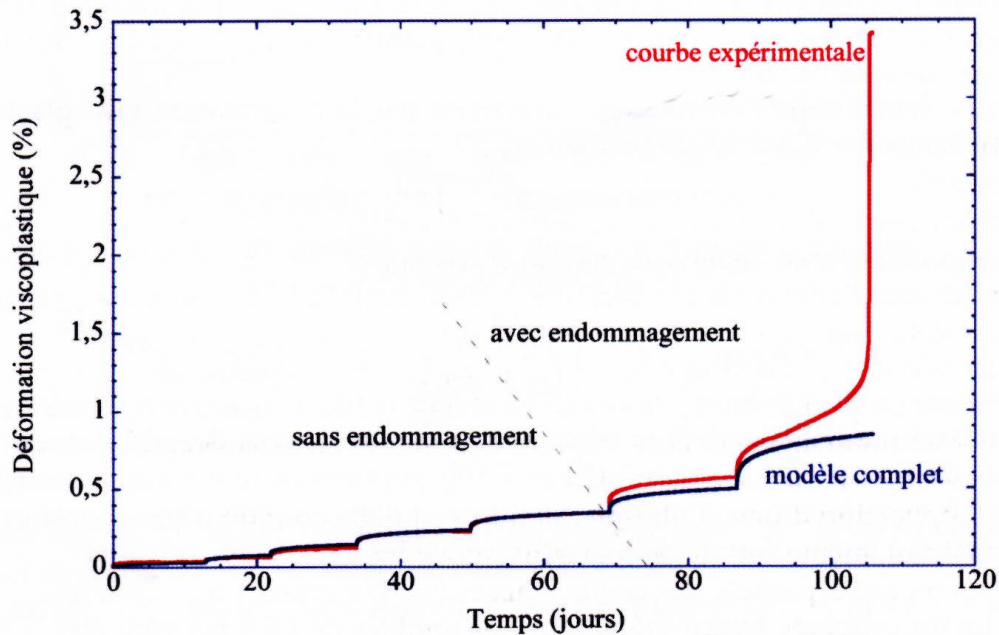


Bild 4.3: Kriechdeformation bei einem Manteldruck von $\sigma_{2,3} = 10 \text{ MPa}$, Raumtemperatur und einer stufenweisen Belastungserhöhung bis zum Kriechbruch nach Ghoreychi (1997)

Aus der vorstehenden Darstellung, insbesondere dem Ansatz von Ghoreychi (1997) folgend, ist als Fazit festzuhalten, dass die Kriechfähigkeit von Tongesteinen zwar im Vergleich zu Steinsalz als relativ gesehen eher gering einzuordnen ist, bei einer langfristigen Simulation des Tragverhaltens von Grubenbauen aber nicht vernachlässigt werden darf. Das Kriechverhalten von Tongesteinen und die Formulierung von Stoffmodellen für Tongesteine bedürfen noch einer intensiven Untersuchung. In einem ersten Schritt werden daher im Folgenden Stoffmodelle für Salzgesteine und hier insbesondere die beim Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik entwickelten Stoffmodelle für Salzgesteine auf Tongesteine übertragen. Diese Vorgehensweise bietet auch den Vorteil, dass auf einfache Weise vergleichende Betrachtungen angestellt werden können, um später Gemeinsamkeiten und Unterschiede beider Gesteinsarten bzw. Gebirgsformationen im Hinblick auf Prozessabläufe und Tragwerksverhalten identifizieren zu können.

4.3 Klassischer Ansatz im Rahmen der Kontinuumsmechanik

Zur Prognose des Tragverhaltens der hier relevanten Strecken im Tonsteingebirge wird ein linear-elastisch / visko-plastisches Stoffmodell herangezogen. Dabei wird davon ausgegangen, dass

- sich Gebirgsbereiche, deren Beanspruchung unterhalb einer Fließgrenzbedingung liegt, linear-elastisch verhalten und dass

- sich in Gebirgsbereichen, in denen die Beanspruchung größer ist als die der Fließgrenzbedingung entsprechende Beanspruchung, (wie auch immer rechnerisch simulierte) Spannungsumlagerungen derart einstellen, dass schließlich die Fließgrenzbedingung nicht überschritten wird. Diese Gebirgsbereiche werden unter dem Gesichtspunkt der rissbedingten Gefügeschwächungen als pseudo-plastische Zonen bezeichnet. In diesen pseudo-plastischen Zonen findet eine Gebirgsauflockerung statt, die mit einer Festigkeitsabnahme (\rightarrow deformationsabhängiger Abfall der Spitzenbruchfestigkeit auf die Restfestigkeit) und einer Zunahme der Deformationsfähigkeit verbunden sein kann. Bruchfestigkeit und Fließfestigkeit können im Grenzfall identisch sein. Es kann aber auch ein geringeres Beanspruchungsniveau als Fließgrenzfestigkeit angesetzt werden.

Für das linear-elastisch / visko-plastische Stoffmodell folgt die Gesamtverzerrungsrate aus dem Ansatz

$$\dot{\underline{\epsilon}} = \dot{\underline{\epsilon}}^{\text{el}} + \dot{\underline{\epsilon}}^{\text{vp}} \quad (4.6)$$

d.h. die inelastischen Verzerrungen werden aus einem linear-elastischen und einem visko-plastischen Anteil additiv überlagert. Für die Berechnung der visko-plastischen Verzerrungen wird dabei eine Fließgrenzbedingung der Form $F(\sigma, \kappa)$ herangezogen. Die visko-plastische Berechnung wird abgebrochen, wenn im Berechnungsgebiet gilt: $F(\sigma, \kappa) \rightarrow 0$ und $\dot{\underline{\epsilon}}^{\text{vp}} \rightarrow 0$, d.h. es wird im Berechnungsgebiet ein Zustand erreicht, bei dem keine Überschreitung der Fließgrenzbedingung mehr vorliegt und insofern keine weiteren pseudo-plastischen Zonen mehr entstehen und auch keine Spannungen mehr in geringer belastete Gebirgsbereiche oder einen Ausbau umgelagert werden müssen. Für den visko-plastischen Verzerrungsratenvektor $\dot{\underline{\epsilon}}^{\text{vp}}$ wird angenommen:

$$\dot{\underline{\epsilon}}^{\text{vp}} = \gamma \cdot A \cdot F(\sigma, \kappa) \cdot \frac{\partial Q(\sigma, \kappa)}{\partial \underline{\sigma}} \quad (4.7)$$

mit

$$\begin{aligned} A &= 0 && \text{für } F(\sigma, \kappa) \leq 0 \text{ und} \\ A &= 1 && \text{für } F(\sigma, \kappa) > 0, \\ \gamma &&& \text{(fiktiver) Viskositätsparameter,} \\ Q &&& \text{plastische Potentialfunktion.} \end{aligned}$$

Als Fließfunktion wird die Bruchbedingung nach *Mohr-Coulomb* eingesetzt. Damit gilt als Fließfunktion:

$$\tau_f = \sigma_n \cdot \tan \varphi + C \quad (4.8a)$$

bzw. in Abhängigkeit von den Koordinatenspannungen

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy} = \sin^2(\sigma_x + \sigma_y + 2C/\tan\varphi)^2 \quad (4.8b)$$

mit

τ_f	aufnehmbare Schubspannung im Bruchzustand in MPa,
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}$	Koordinatenspannungen in MPa
σ_n	Normalspannung senkrecht zur Bruchfläche in MPa,
φ	Winkel der inneren Reibung in ° und
C	Kohäsion in MPa.

Einzelheiten sind zu finden bei *Lux (1984), Pircher & Partner (1999), Hou (1997)*.

4.4 Linear-elastisches Stoffmodell nach *Hooke*

Berechnungen mit dem linear-elastischen Stoffmodell nach *Hooke* sind die Ausgangsbasis für weiterführende plastische oder viskose Berechnungen. Ihre Ergebnisse können auch zu einer ersten Überprüfung der Qualität der numerischen Ergebnisse herangezogen werden. Das linear-elastische Stoffmodell nach *Hooke* kann in der Form der Gl. (4.9) dargestellt werden:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot I_1 \cdot \delta_{ij} \quad (4.9)$$

Die Materialkennwerte E (Verformungsmodul) und ν (*Poissonzahl*) werden gesteinsbezogen festgelegt.

4.5 Elasto-plastisches Stoffmodell und Bruch- / Fließkriterium nach *Mohr-Coulomb*

4.5.1 Elasto-plastisches Stoffmodell

Das linear elasto-plastische Materialverhalten ist dadurch gekennzeichnet, dass sich das Material bei Beanspruchungszunahme so lange linear-elastisch verhält, bis ein definiertes Beanspruchungsniveau, das als Fließgrenze bezeichnet wird, erreicht wird. Danach treten zusätzlich zu den elastisch-reversiblen auch plastisch-irreversible Verformungen auf. Je nach Festlegung des Fließgrenzniveaus in Bezug auf die Bruchfestigkeit kann bei Überschreitung der Fließgrenze noch eine Zunahme der Beanspruchbarkeit erfolgen (plastische Verfestigung) oder aber eine Abnahme, zurückzuführen auf mehr oder weniger intensiv ausgeprägten Schädigungen, die zu einer Entfestigung im Materialgefüge führen (→ Abfall der Festigkeit bei zunehmender plastischer Deformation auf Restfestigkeitsniveau). Im idealen Fall ist bei Erreichen der Fließgrenze

eine Beanspruchungszunahme nicht mehr möglich und die plastischen Deformationen erfolgen ohne Verfestigung und auch ohne Entfestigung.

Das elasto-plastische Stoffmodell eignet sich für die Analyse des Tragverhaltens von Konstruktionen in Geomaterialien, die kein oder ein nur schwach ausgeprägtes Kriechverhalten aufweisen. Mit diesem Stoffmodell können u.a. pseudo-plastische Zonen ermittelt werden, Gebirgsbereiche also, in denen die Fließgrenzfestigkeit überschritten ist und in denen rupturale Prozesse zu erwarten sind. Die Fließgrenzfestigkeit ist aus den Materialuntersuchungen abzuleiten. Sie wird oft auch mit der konservativ eingeschätzten Bruchfestigkeit gleich gesetzt.

Die Fließ- bzw. Bruchgrenze eines Materials kann durch verschiedene spannungs- und auch deformationsabhängige Funktionen beschrieben werden. Damit kann auch das *Mohr-Coulomb*'sche Bruchkriterium als Fließfunktion gedeutet und angewendet werden:

$$F^p = \tau - \sigma_n \cdot \tan \phi - c \quad (4.10a)$$

$$\text{Grenzfall (Bruchkriterium): } F^p = 0 \Rightarrow \tau = \tau_B = \sigma_n \cdot \tan \phi + c \quad (4.10b)$$

mit τ_B	aufnehmbare Schubspannung im Bruchzustand in MPa
τ	Schubspannungen in MPa
σ_n	Normalspannung senkrecht zur Bruchfläche in MPa
c	Kohäsion in MPa
ϕ	Winkel der inneren Reibung in °

Die Funktion nach Gl. (4.10a,b) kann auch mit den Hauptspannungen dargestellt werden. Dann folgt:

$$F^p = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} - 2c \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}} = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot N_\phi - 2c \cdot \sqrt{N_\phi} \quad (4.11a)$$

$$\text{mit } N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4.11b)$$

Erst wenn die Fließgrenze mit $F^p \geq 0$ erreicht bzw. überschritten wird, stellen sich plastische Verformungen ein. Bei weiterem Belastungseintrag in das Tragsystem verlagern sich die das Fließgrenzfestigkeitsniveau überschreitenden Beanspruchungsanteile durch deformationsbegleitete Spannungsumlagerungen aus der plastischen Zone in den noch elastischen Nachbargebirgsbereich oder in einen Ausbau.

Der Grenzfall $F^p = 0$ beschreibt das Erreichen des Bruchzustandes. Die aufnehmbare Schubspannung τ entspricht der *Mohrschen* Scherfestigkeit τ_B .

Funktionswerte $F^P < 0$ kennzeichnen ein (noch) linear elastisches Verhalten.

Neben der Definition einer Fließ- bzw. Bruchbedingung ist festzulegen, wie sich das Material im plastischen Beanspruchungsbereich verhalten soll. Dazu wird eine Potentialfunktion Q^P eingeführt, deren Ableitung für jeden Spannungszustand die Richtung des Verzerrungsratenvektors angibt.

Dabei gibt es zwei Möglichkeiten zur Definition einer Potentialfunktion (Fließregel): Auf der einen Seite die Definition einer assoziierten Fließregel, bei der $F^P \equiv Q^P$ ist und auf der anderen Seite dann die Definition einer nichtassozierten Fließregel, für die $F^P \neq Q^P$ gilt. Die assoziierte Fließregel beschreibt bei näherer Betrachtung allerdings einen Sonderfall, der auch von der nichtassozierten Fließregel erfasst werden kann. Die Erfahrung zeigt, dass bei Ansatz einer assoziierten Fließregel in der Regel die Volumendilatanz überschätzt wird. Dagegen lässt sich die in Laborversuchen gemessene Volumenverzerrung aufgrund der Anpassungsmöglichkeiten bei Ansatz einer nichtassozierten Fließregel entsprechend den laborativen Befunden beschreiben. Daher wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit nur die nichtassozierte Fließregel mit einer Potentialfunktion Q^P vorgestellt, die verschieden ist von der Fließfunktion F^P . Weil die Potentialfunktion bei ihrer praktischen Anwendung nach den einzelnen Spannungskomponenten abgeleitet werden muss, hat eine Konstante wie die Kohäsion c keine Bedeutung, da sie bei der Differentiation wegfällt. Analog zur Fließfunktion F^P nach Gl. (4.10) oder Gl. (4.11a) kann die Potentialfunktion Q^P wie folgt dargestellt werden:

$$Q^P = \tau - \sigma_n \cdot \tan \psi \quad \text{oder} \quad Q^P = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot N_\psi \quad (4.12)$$

mit ψ Dilatanzwinkel in $^\circ$, mit $\arctan \psi = \varepsilon_{\text{vol}} / \varepsilon_v$

N_ψ Dilatanzfunktion in –

Ungeachtet des für die Potentialfunktion Q^P bedeutungslosen Parameters c liegt der einzige Unterschied zur Fließfunktion F^P darin, dass statt des Reibungswinkels ϕ der Dilatanzwinkel ψ in die Potentialfunktion Q^P eingeführt wird. Da der Ansatz einer assoziierten Fließregel erfahrungsgemäß auf eine im Vergleich zu Messwerten zu große Dilatanz führt, folgt, dass der Dilatanzwinkel kleiner sein muss als der zugehörige Reibungswinkel. Daher darf auch der Wert der Dilatanzfunktion N_ψ höchstens den Wert von N_ϕ erreichen:

$$\psi \leq \phi \Rightarrow N_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \leq N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4.13)$$

Wenn beide Winkel gleich sind, folgt die assoziierte Fließregel, Gl. (4.14); sonst liegt eine nichtassoziierte Fließregel vor:

$$\psi = \phi \Rightarrow Q^P \equiv F^P \quad \text{und} \quad \psi < \phi \Rightarrow Q^P \neq F^P \quad (4.14)$$

Ein Dilatanzwinkel von $\psi = 0$ bedeutet, dass keine Dilatanz auftritt. Mit einer Zunahme des Dilatanzwinkels nimmt auch der Zahlenwert der Dilatanzfunktion N_ψ zu. Der Grenzwert $\psi \rightarrow 90^\circ$ führt zu einer extrem großen und unrealistischen Dilatanz, Gl. (4.15):

$$\psi = 0 \Rightarrow \text{keine Dilatanz; } N_\psi = 1 \quad (4.15)$$

$$\psi \rightarrow 90^\circ \Rightarrow \text{extrem große Dilatanz; } N_\psi \rightarrow \infty$$

Die plastischen Verzerrungen werden mit dem Ansatz nach Gl. (4.16) berechnet:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \cdot \frac{\langle F^P \rangle}{|F^P|} \cdot \frac{\partial Q^P}{\partial \sigma_{ij}} \quad \langle x \rangle = \begin{cases} 0 & x \leq 0 \\ x & x > 0 \end{cases} \quad \text{und} \quad |x| = \begin{cases} -x & x < 0 \\ x & x \geq 0 \end{cases} \quad (4.16)$$

mit $d\varepsilon_{ij}^p$ Tensor der inkrementellen plastischen Verzerrungen in einem Rechenschritt in -

$d\lambda$ abzuleitender Vorfaktor in -

Plastische Verformungen, die sich bei Überschreitung der Fließgrenze einstellen, führen im Gebirge zu Gefügeentfestigungen, die eine Reduzierung der Bruchfestigkeit bedingen. Diese Festigkeitsreduktion kann ebenfalls mit einem elasto-plastischen Stoffmodell beschrieben werden.

4.5.2 Elasto-plastisches Stoffmodell mit Berücksichtigung der Restfestigkeit bzw. des Nachbruchverhaltens von Tongestein

In der pseudo-plastischen Zone entfestigt sich das Gebirge. Infolgedessen nimmt die Bruchfestigkeit bis auf die Restfestigkeit ab. Die Abnahme der Festigkeit ist eine Funktion der eingetretenen plastischen Deformation und erfolgt im Grenzfall momentan. Das Nachbruchverhalten kann in diesem Fall mit der Restfestigkeit (Restscherparameter c_r und ϕ_r) sowie mit dem Restdilatanzwinkel ψ_r beschrieben werden:

$$F^{pr} = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot N_{\phi_r} - 2c_r \cdot \sqrt{N_{\phi_r}} \quad (4.17)$$

$$N_{\phi_r} = \frac{1 + \sin \phi_r}{1 - \sin \phi_r} \quad (4.18)$$

$$Q^{pr} = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \psi_r}{1 - \sin \psi_r} = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot N_{\psi_r} \quad (4.19)$$

$$N_{\psi_r} = \frac{1 + \sin \psi_r}{1 - \sin \psi_r} \quad (4.20)$$

Im Rahmen der Arbeiten des AkEnd sind bereits laborative und numerische Grundlagenuntersuchungen zum Nachbruchverhalten von Tongesteinen durchgeführt worden. Entsprechende Ausführungen sind *Lux et al. (2002a,b)* zu entnehmen.

4.5.3 Elasto-plastisches Stoffmodell mit Berücksichtigung einer reduzierten Festigkeit auf den Schichtflächen

Bei der numerischen Umsetzung des elasto-plastischen Stoffmodells mit Berücksichtigung der reduzierten Bruchfestigkeit auf Schicht- und Schieferungsflächen müssen neben denjenigen Gebirgsbereichen, in denen die Matrixfestigkeit überschritten wird, auch diejenigen Gebirgsbereiche identifiziert werden, in denen die Schichtflächenfestigkeit überschritten wird. Daher wird im Rahmen des üblichen Iterationsprozesses so vorgegangen, dass zunächst in einem ersten Schritt die jeweils aktuell untersuchte (Gebirgs-) Zone im Berechnungsmodell (*FDM*) daraufhin geprüft wird, ob dort eine Überschreitung der Matrixfestigkeit vorliegt oder nicht. Der Ablauf dieser Überprüfung ist analog zu dem in *Abschnitt 4.5.1* beschriebenen Stoffmodell von *Mohr-Coulomb*. In einem zweiten Schritt wird der vorhandene oder nach der gegebenenfalls erfolgten Spannungsumlagerung aufgrund einer Überschreitung der Matrixfestigkeit der dann neue Spannungszustand in das durch die Schichtflächenschar vorgegebene Koordinatensystem transformiert. Danach werden die Spannung $\sigma_{s,n}$, welche normal zu den Schichtflächen wirkt, und die Scherspannung τ_s in den Schichtflächen berechnet. Mit diesen Spannungskomponenten und einer für die Schichtflächen angesetzten Kohäsion c_s sowie einem für die Schichtflächen angesetzten Reibungswinkel ϕ_s lässt sich nun ermitteln, ob der aktuelle Spannungszustand oberhalb der Schichtflächenfestigkeit liegt oder nicht.

Die Schichtflächenfestigkeit ist gegeben durch

$$\tau_{s,f} = \sigma_{s,n} \cdot \tan(\phi_s) + c_s \quad (4.21)$$

Das Ausmaß der Festigkeitsüberschreitung ergibt sich somit durch

$$f^s = \tau_{s,f} - \sigma_{s,n} \cdot \tan(\phi_s) - c_s \quad (4.22)$$

Zusätzlich wird der Spannungszustand auch im Hinblick auf eine Überschreitung der Zugfestigkeit β_s^t in den Schichtflächen anhand der Gl. (4.23) geprüft:

$$f^Z = \beta_s^t - \sigma_{s,n} \quad (4.23)$$

Falls der aktuelle Spannungszustand die Scher- oder Zugfestigkeit der Schichtung überschreitet ($f^s > 0$ oder $f^Z > 0$), werden Spannungsumlagerungen induziert, wobei die Potentialfunktionen nach Gl. (4.24) und Gl. (4.25) verwendet werden:

$$Q^s = \tau_{s,f} - \sigma_{s,n} \cdot \tan(\psi_s) \quad (4.24)$$

ψ_s Dilatanzwinkel der Schichtflächen

$$Q^Z = \sigma_s^t \quad (4.25)$$

4.6 Visko-plastisches Stoffmodell

Inelastische Deformationsanteile werden nach der Elasto-Viskoplastizitätstheorie berechnet mit:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \frac{1}{\eta_{vp}} \cdot \left\langle \phi \left(\frac{F}{F_0} \right) \right\rangle \cdot \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.26)$$

mit

$$F = \tau - \sigma \cdot \tan \varphi - c \quad (4.27a)$$

$$\phi \left(\frac{F}{F_0} \right) = \frac{F}{F_0} \quad (4.27b)$$

$$\left\langle \phi \left(\frac{F}{F_0} \right) \right\rangle = \begin{cases} 0 & \text{für } \frac{F}{F_0} < 0 \\ \frac{F}{F_0} & \text{für } \frac{F}{F_0} \geq 0 \end{cases} \quad (4.27c)$$

Für $F \leq 0$ ergeben sich nur elastische Verformungen, für $F > 0$ ergeben sich visko-plastische Verformungen, deren Rate abhängig ist von dem Viskositätsparameter η_{vp} . Weitere Ausführun-

gen hierzu und besonders der Übergang zu elastisch-viskosen Materialmodellen ohne Ansatz einer Fließ- bzw. Kriechgrenze sind z.B. bei *Lux (1984)* zu finden.

Das nachfolgend vorgestellte und hier zur Anwendung gebrachte Stoffmodell *Hou/Lux-T* folgt in seinem Grundansatz der Elasto-Viskositätstheorie, so dass elastisch-viskose Stoffmodelle im nächsten Abschnitt beschrieben werden.

4.7 Stoffmodell *Hou/Lux-T* (Kriech- und Schädigungsmodell) – Erweitertes Stoffmodell *LUBBY2* mit Elementen der Schädigungsmechanik

4.7.1 Stoffmodellformulierung

Mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* (eine Modifikation des Stoffmodells *Hou/Lux* für die Anwendung auf Tongesteine) kann ein elastisch-viskoses Materialverhalten unter Einbeziehung von Schädigung und einer wassergehaltsabhängigen Festigkeit beschrieben werden, wobei letztere noch nicht an entsprechenden Laborversuchsdaten validiert worden ist. Das Stoffmodell besteht hauptsächlich aus zwei Teilmodellen, die durch einen entsprechenden Parameteransatz auf das jeweilige Gestein bzw. die jeweilige Gesteinsinformation spezialisiert werden:

- (a) Teilmodell *Hou/Lux-ODS* (ohne direkte Schädigung): Dieses Teilmodell beschreibt eine volumentreue Kriechdeformation des Materials mit indirekter Schädigung bei Überschreitung der Schädigungsgrenze. Es baut auf dem Kriechmodell *Lubby2* nach *Lux (1984)* mit Dehnungsverfestigung auf.
- (b) Teilmodell *Hou/Lux-MDS* (mit direkter Schädigung): Dieses Teilmodell beschreibt ein mit zusätzlicher Schädigung verbundenes Entfestigungs- und Deformationsverhalten. Die Gefügeschädigung führt auch zu dilatantem Materialverhalten. Durch einen zusätzlichen Term zur Berücksichtigung eines schädigungsbedingten Deformationsratenanteils wird die Kriechrate nach dem Stoffmodell *Hou/Lux-ODS* verstärkt.

Die totale Verzerrungsrate $\dot{\epsilon}_{ij}$ ergibt sich nach dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* aus additiver Überlagerung elastischer ($\dot{\epsilon}_{ij}^e$), viskoplastisch-volumentreuer ($\dot{\epsilon}_{ij}^{vp}$) sowie schädigungs-induziert-dilatanter ($\dot{\epsilon}_{ij}^d$) Deformationsanteile, *Hou (1997, 2000)*:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^{ie} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} + \dot{\epsilon}_{ij}^d \quad (4.29)$$

Die additive Verknüpfung der einzelnen Verzerrungsratenanteile ermöglicht eine entsprechende labortechnische Identifizierung der einzelnen Anteile.

Die viskoplastische Verzerrungsrate ($\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$) ergibt sich beim Stoffmodell *Hou/Lux* aus dem Ansatz Gl. (4.30) - Stoffmodellteil *Hou/Lux-ODS*, *Hou (1997, 2000)* sowie *Hou & Lux (1998, 2002)*:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \frac{3}{2} \cdot \left[\frac{1}{\eta_k} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon^{tr}}{\max \varepsilon^{tr}} \right) + \frac{1}{\eta_m} \right] \cdot \frac{s_{ij}}{1-D} \quad (4.30)$$

$$\eta_k = \bar{\eta}_k^* \cdot \exp \left(k_2 \cdot \frac{\sigma_v}{1-D} \right) \quad (4.31)$$

$$\eta_m = \bar{\eta}_m^* \cdot \exp \left(m \cdot \frac{\sigma_v}{1-D} \right) \cdot \exp(l \cdot T) \quad (4.32)$$

$$\max \varepsilon^{tr} = \frac{1}{G_k} \cdot \frac{\sigma_v}{1-D} \quad (4.33)$$

$$G_k = \begin{cases} \bar{G}_k^* \cdot \exp \left(k_1 \cdot \frac{\sigma_v}{1-D} \right) \cdot \exp(l_1 \cdot T) & (\varepsilon^{tr} < \max \varepsilon^{tr}, \text{Verfestigung}) \\ \bar{G}_{ke}^* \cdot \exp \left(k_{1E} \cdot \frac{\sigma_v}{1-D} \right) \cdot \exp(l_{1E} \cdot T) & (\varepsilon^{tr} > \max \varepsilon^{tr}, \text{Erholung}) \end{cases} \quad (4.34)$$

$$\bar{G}_{ke}^* \cdot \exp \left(k_{1E} \cdot \frac{\sigma_v}{1-D} \right) \cdot \exp(l_{1E} \cdot T) \leq \bar{G}_k^* \cdot \exp \left(k_1 \cdot \frac{\sigma_v}{1-D} \right) \cdot \exp(l_1 \cdot T) \quad (4.35)$$

mit \bar{G}_k^*, k_1, l_1 Materialparameter für Verfestigung in MPa, MPa⁻¹ und K⁻¹

$\bar{G}_{ke}^*, k_{1E}, l_{1E}$ Materialparameter für Erholung in MPa, MPa⁻¹ und K⁻¹

$\bar{\eta}_k^*, k_2$ Materialparameter in MPa·d und MPa⁻¹

m, l Materialparameter in MPa⁻¹ und K⁻¹

D Schädigung (Schädigungsintensität, Damage)

Die Verzerrungsraten ($\dot{\varepsilon}_{ij}^d$) in Folge der Schädigung werden beim Stoffmodell *Hou/Lux-MDS-T* mit dem Ansatz Gl. (4.36) berechnet. Dieser Ansatz enthält eine nichtassoziierte Fließregel, um so die rechnerisch erhaltenen Volumenänderungen den Laborbefunden anpassen zu können, *Hou (1997, 2002)*:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^d = \dot{\varepsilon}_{ij}^{ds} + \dot{\varepsilon}_{ij}^{dz} = a_3 \cdot \frac{\left\langle \frac{F^{ds}}{F^*} \right\rangle^{a_1}}{(1-D)^{a_2}} \cdot \frac{\partial Q^{ds}}{\partial \sigma_{ij}} + a_3 \cdot \frac{\left\langle \frac{F^{dz}}{F^*} \right\rangle^{a_1}}{(1-D)^{a_2}} \cdot \frac{\partial Q^{dz}}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.36)$$

mit $\langle x \rangle = \begin{cases} 0 & x \leq 0 \\ x & x > 0 \end{cases}$

F^{ds}, F^{dz}	Fließfunktion für die Gefügeschädigung durch Druck-/ Schub- und Zugspannungen in MPa
Q^{ds}, Q^{dz}	Potentialfunktion für die Gefügeschädigung durch Druck-/ Schub- und Zugspannungen in MPa
$\dot{\varepsilon}_{ij}^{ds}, \dot{\varepsilon}_{ij}^{dz}$	durch Schädigung infolge von Druck-/ Schub- und Zugspannungen induzierter viskoplastischer Verzerrungsratentensor in 1/d
ε_{Vol}	Volumenverzerrung in –
F^*	Normierungsspannung in $F^* = 1$ MPa
a_1 – a_3	Materialparameter für den Schädigungsprozess in –, –, 1/d
D	Schädigung (Schädigungsintensität, Damage) in –

Die im Schädigungs-Stoffmodell *Hou/Lux-MDS* Gl. (4.36) verwendeten Fließfunktionen F^{ds} und F^{dz} werden durch die Ansätze in den Gln. (4.37a) und (4.37b) definiert, *Hou (1997)*. Mit den Potentialfunktionen Q^{ds} nach Gl. (4.38) und Q^{dz} nach Gl. (4.39) werden die entsprechenden Fließrichtungen bestimmt. Nach *Hou & Lux (2002)* folgt im Einzelnen:

$$F^{ds} = \sigma_v - \beta_D(\sigma_3, \theta, w) \quad (4.37a)$$

$$F^{dz} = 6 \langle -\sigma_3 \rangle \quad (4.37b)$$

$$Q^{ds} = \sigma_v - a_0 \cdot \beta(\sigma_3, \theta) = \sigma_v - a_0 \cdot \beta^{TC}(\sigma_3) \cdot k_\beta(\sigma_3, \theta) \quad (4.38)$$

$$Q^{dz} = 6 \langle -\sigma_3 \rangle \quad (4.39)$$

mit σ_v	Vergleichsspannung in MPa
σ_3	Minimalspannung in MPa
a_0	Materialparameter in –

Die Schädigungsentwicklung wird mit der Potenzfunktion Gl. (4.40) beschrieben:

$$\dot{D} = a_{15} \frac{\left[\left\langle \frac{F^{ds}}{F^*} \right\rangle + \left\langle \frac{F^{dz}}{F^*} \right\rangle \right]^{a_{16}}}{(1-D)^{a_{17}}} \quad (4.40)$$

Mit	a_{15} - a_{17}	Materialparameter
	F^{ds} , F^{dz}	Fließfunktion für die Gefügeschädigung durch Druck-/ Schub- und Zugspannungen in MPa
	F^*	Normierungsspannung in $F^* = 1$ MPa
	D	Schädigung (Schädigungsintensität, Damage) in –

Auf eine ausführlichere Darstellung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* wird an dieser Stelle verzichtet. Dazu wird auf die Literatur verwiesen, *Hou (2002)*.

4.7.2 Modifizierter Ansatz für das Stoffmodell *Hou/Lux-T* mit Berücksichtigung von Schichtungseinflüssen und Restfestigkeit

Um einen direkten Vergleich der Berechnungsergebnisse mit dem Ansatz eines elasto-plastischen Stoffmodells und mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* zu ermöglichen, werden in beiden Fällen gleiche Versagensfestigkeiten angesetzt, d.h. im Gegensatz zu den im Rahmen des AkEnd in *Lux (2002a,b)* getroffenen Annahmen wird hier die Dilatanzfestigkeit mit der Bruchfestigkeit gleichgesetzt. Das bedeutet, dass die Bruchfestigkeit des elasto-plastischen Stoffmodells identisch ist mit der Dilatanzfestigkeit des Stoffmodells *Hou/Lux-T*. Physikalisch folgt daraus notwendigerweise der Ansatz von pseudo-plastischen Zonen und damit von Gebirgsbereichen, in denen bei Erreichen der Versagensgrenze lediglich eine allmähliche Entfestigung des Gebirges einsetzt, nicht aber ein momentanes, auf Makrorissen beruhendes Konturbruchversagen erfolgt.

(a) *Prinzip der Erweiterung*

Tongestein weist genetisch bedingt oft ein Schichtungsgefüge auf, dessen Festigkeit deutlich unterhalb der Festigkeit der Matrix liegen kann. Daher soll dieser Sachverhalt bei einer Erweiterung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* berücksichtigt werden. Das Prinzip der Erweiterung wird in *Bild 4.4* dargestellt.

Danach wird in jedem Berechnungsschritt zunächst der vorhandene Spannungszustand mit der Dilatanzfestigkeit der Matrix verglichen. Bei Überschreitung dieser Festigkeitsgrenze folgen schädigungsbedingte Spannungsumlagerungen und zusätzliche Deformationen. Der resultierende Spannungszustand wird dann in das durch die Schichtung induzierte Koordinatensystem transformiert und mit der Dilatanzfestigkeit der Schichtung verglichen. Gegebenenfalls werden wiederum (schichtungsbezogene) Schädigungen induziert, so dass sich dadurch weitere Span-

nungsumlagerungen und weitere Deformationen ergeben. Die Transformation wird im folgenden Abschnitt beschrieben.

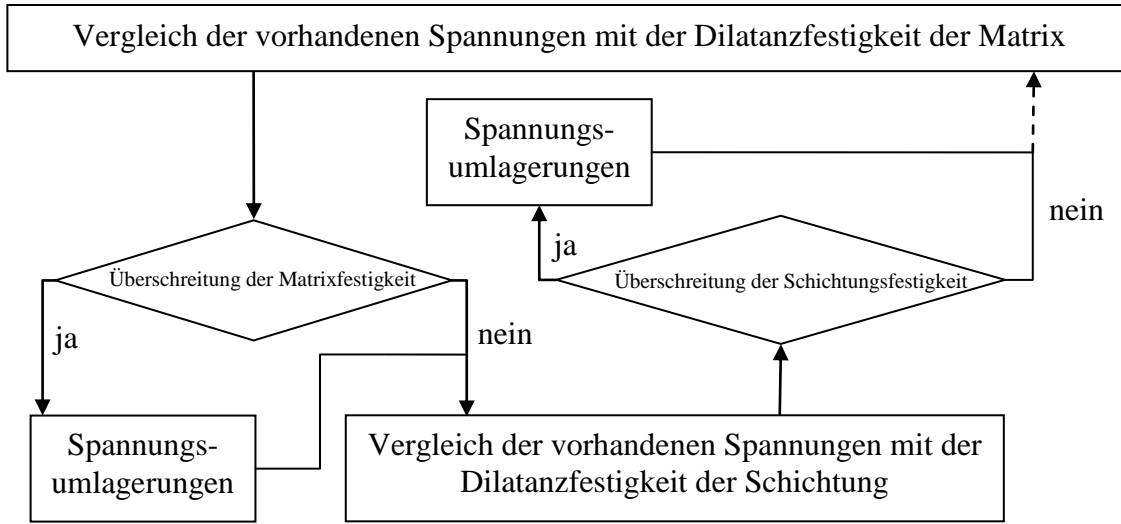


Bild 4.4: Flussdiagramm zur Erweiterung des Stoffmodells How/Lux-T

(b) Umrechnung der Koordinatenspannungen in die Normal- und Schubspannung in der Ebene der Schichtung

Zur Beurteilung der Festigkeitsüberschreitung in den Schichtungsflächen müssen die Koordinatenspannungen in die Normal- und Scherspannung in der Ebene der Schichtungsflächen transformiert werden. Mit der x' -, y' - und z' -Richtung als der Streich-, Einfalls- und Normalrichtung der Schichtflächen gilt:

$$\begin{pmatrix} x' \\ y' \\ z' \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} l_1 & m_1 & n_1 \\ l_2 & m_2 & n_2 \\ l_3 & m_3 & n_3 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} x \\ y \\ z \end{pmatrix} \quad (4.41)$$

mit

$$l_i^2 + m_i^2 + n_i^2 = 1 \quad (i = 1, 2, 3) \quad (4.42)$$

$$a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 = 1 \quad (a = l, m, n) \quad (4.43)$$

$$l_i \cdot l_j + m_i \cdot m_j + n_i \cdot n_j = 0 \quad (i < j, j = 2, 3) \quad (4.44)$$

Die Spannungen in den Schichtflächen eines Gebirgselementes können mit den Gln. (4.45), (4.46) und (4.47) ermittelt werden:

$$\begin{aligned}\sigma_{z'} = & l_3^2 \cdot \sigma_x + m_3^2 \cdot \sigma_y + n_3^2 \cdot \sigma_z + \\ & 2 \cdot l_3 \cdot m_3 \cdot \tau_{xy} + 2 \cdot m_3 \cdot n_3 \cdot \tau_{yz} + 2 \cdot l_3 \cdot n_3 \cdot \tau_{xz}\end{aligned}\quad (4.45)$$

$$\begin{aligned}\tau_{x'z'} = & l_1 \cdot l_3 \cdot \sigma_x + m_1 \cdot m_3 \cdot \sigma_y + n_1 \cdot n_3 \cdot \sigma_z + \\ & (l_1 \cdot m_3 + l_3 \cdot m_1) \cdot \tau_{xy} + (m_1 \cdot n_3 + m_3 \cdot n_1) \cdot \tau_{yz} + (l_1 \cdot n_3 + l_3 \cdot n_1) \cdot \tau_{xz}\end{aligned}\quad (4.46)$$

$$\begin{aligned}\tau_{y'z'} = & l_2 \cdot l_3 \cdot \sigma_x + m_2 \cdot m_3 \cdot \sigma_y + n_2 \cdot n_3 \cdot \sigma_z + \\ & (l_2 \cdot m_3 + l_3 \cdot m_2) \cdot \tau_{xy} + (m_2 \cdot n_3 + m_3 \cdot n_2) \cdot \tau_{yz} + (l_2 \cdot n_3 + l_3 \cdot n_2) \cdot \tau_{xz}\end{aligned}\quad (4.47)$$

Nach dieser Transformation der Spannungen können die Normalspannung und die Scherspannung in der Schichtung eines Gebirgselements mit den Gln. (4.48) und (4.49) ermittelt werden:

$$\sigma_n = \sigma_{z'} \quad (4.48)$$

$$\tau_n = \sqrt{(\tau_{x'z'})^2 + (\tau_{y'z'})^2} \quad (4.49)$$

(c) Ermittlung der Dilatanzgrenze in den Schichtflächen

Die Fließfunktion der Schichtflächen ist definiert durch

$$F^{ds} = \tau_n - (\sigma_n \cdot \tan(\phi) + c). \quad (4.50)$$

Der Term $F^{ds} = 0$ repräsentiert dabei die Dilatanzfestigkeit der Schichtflächen.

(d) Bestimmung der schädigungsinduzierten Verzerrungsrate

Mit Hilfe des Zahlenwertes von F^{ds} und der Gl. (4.51) kann die schädigungsinduzierte Verzerrungsrate für ein Versagen in den Schichtflächen analog zum Versagen in der Matrix bestimmt werden:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^d = a_3 \cdot \frac{\left\langle \frac{F^{ds}}{F^*} \right\rangle^{a_1}}{(1-D)^{a_2}} \cdot \frac{\partial Q^{ds}}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.51)$$

mit

$$Q^{ds} = \tau_n - a_0 \cdot (\sigma_n \cdot \tan(\phi) + c) \quad (4.52)$$

$$\langle x \rangle = \begin{cases} 0 & x \leq 0 \\ x & x > 0 \end{cases}$$

$a_0 - a_3$ Materialparameter für den Schädigungsprozess in $-, -, -, 1/d$

4.7.3 Modifizierter Ansatz für das Stoffmodell *Hou/Lux-T* mit Berücksichtigung von inelastischen Anfangsdeformationen

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass mit Belastungssteigerungen im Fall der Erstbelastung größere zeitunabhängige Deformationen auftreten als sie mit dem linear-elastischen Stoffmodell mit dem Verformungsmodul der Ent-/ Wiederbelastung erhalten werden. Dieses zeitunabhängige überlineare Deformationsverhalten kann mit einem pseudo-elastischen Stoffmodell beschrieben werden, bei dem der Deformationszuwachs von einem beanspruchungsbezogenen Verformungsmodul abhängt. Ein derartiges Stoffmodell ist das Stoffmodell *Lubby1*, *Lux* (1984).

In einer weiteren Stoffmodellmodifikation wird daher das Stoffmodell *Lubby1* mit dem Stoffmodell *Hou/Lux* kombiniert. Das Stoffmodell *Lubby1* wird zur genaueren Erfassung der in triaxialen Kompressionsversuchen erhaltenen Verzerrungen angewendet und ersetzt damit das *Hooke'sche* Stoffmodell im Stoffmodell *Hou/Lux*. Gl. (4.53a) zeigt das Stoffmodell *Lubby1* in inkrementeller Schreibweise:

$$d\varepsilon_1 = \frac{E^{n-1} + n \cdot B \cdot \sigma_V^{n-1}}{E^n} \cdot d\sigma_V \quad (4.53a)$$

Der von der Vergleichsspannung abhängige Verformungsmodul wird wie folgt berechnet:

$$E_T(\sigma_V) = \frac{E^n}{E^{n-1} + n \cdot B \cdot \sigma_V^{n-1}} \quad (4.53b)$$

Weitere Ausführungen sind *Abschnitt 7.3* zu entnehmen.

4.7.4 Modifizierter Ansatz für das Stoffmodell *Hou/Lux-T* mit Berücksichtigung von geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen

Die Abhängigkeit der Festigkeit vom Wassergehalt kann durch die Einführung einer Vorfaktor-funktion f_w in das Festigkeitsmodell mit den Gln. (4.54) bis (4.60) beschrieben werden:

$$\beta^{TC} = \beta^{TC}(\sigma_3, w) = f_w \cdot \beta^{TC}(\sigma_3, w) = f_w \cdot [a6 - a7 \cdot \exp(-a8 \cdot \sigma_3)] \quad (4.54)$$

$$f_w = f_w(w) = \exp \left[a_w \cdot \left(\frac{w_0}{w} - 1 \right) \right] \quad (4.55)$$

$$\beta^{TC}(\sigma_3, w_0) = a6 - a7 \cdot \exp(-a8 \cdot \sigma_3) \quad (4.56)$$

$$\beta(\sigma_3, \theta, w_0) = \beta^{TC}(\sigma_3, w_0) \cdot k_\beta(\sigma_3, \theta) \quad (4.57)$$

$$k_{\beta}(\sigma_3, \theta) = \left[\frac{1}{\cos\left(\theta + \frac{\pi}{6}\right) + a_9 \cdot \sin\left(\theta + \frac{\pi}{6}\right)} \right]^{\exp(-a_{10}\sigma_3)} \quad (4.58)$$

$$\beta_D(\sigma_3, \theta, w) = f_w \cdot \beta_D(\sigma_3, \theta, w_0) = f_w \cdot \eta_D(\sigma_3) \cdot \beta(\sigma_3, \theta, W_{g0}) \quad (4.59)$$

$$\eta_D(\sigma_3) = 1 - a_4 \cdot \exp(-a_5 \cdot \sigma_3) \quad (4.60)$$

mit f_w	Vorfaktor für die Abhängigkeit der Festigkeit vom Wassergehalt in –
w_0	primärer Wassergehalt bei Festigkeitsversuchen, gewichtsbezogen, in %
w	aktueller Wassergehalt bezogen auf das Gewicht in %
$\beta(\sigma_3, \theta, w_0)$	Festigkeitsfunktion mit dem primären Wassergehalt in MPa
$\beta(\sigma_3, \theta, w)$	Festigkeitsfunktion mit dem aktuellen Wassergehalt in MPa
$\beta_D(\sigma_3, \theta, w)$	Schädigungsgrenze mit dem aktuellen Wassergehalt in MPa
$\eta_D(\sigma_3)$	Funktion zur Beschreibung der Bedingung für den Beginn der Gefügeschädigung in Form des Ausnutzungsgrades in –
$k_{\beta}(\sigma_3, \theta)$	Korrekturfunktion zur Beschreibung der Einflüsse der Spannungsgeometrie auf die Festigkeit in –
σ_3	minimale Hauptspannung in MPa
θ	Lode-Winkel in °
$a_w, a_4 \sim a_{14}$	Stoffparameter

Auf der Grundlage der im vorhergehenden Abschnitt durchgeführten laborativen Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen erscheint es allerdings zweckmäßig, anstelle des Wassergehalts den Sättigungsgrad als Parameter in das Stoffmodell einzuführen.

Diese Modifikation soll zukünftig vorgenommen werden. Hier ergibt sich dann auch eine Schnittstelle / Kopplungsstelle zu der geohydraulischen Prozeßsimulation, bei der der Sättigungsgrad als Zustandsgröße berechnet wird.

4.7.5 Modifizierter Ansatz für das Stoffmodell *Hou/Lux-T* mit Berücksichtigung der Anisotropie des primären Spannungszustandes

Bei der Analyse von Tragwerken im Salinargebirge wird von einem isotropen Primärspannungszustand ausgegangen und einer verschwindend geringen Kriechgrenzfestigkeit. Anisotrope primäre Gebirgsspannungszustände führen im Stoffmodell *Hou/Lux-T* bei der derzeitigen Formulierung dazu, dass auch in Gebirgsbereichen, die weiter entfernt von den aufgefahrene

Hohlräumen sind und keinen sekundären deviatorischen Spannungen unterliegen, infolge der primären deviatorischen Spannungen Kriechdeformationen berechnet werden. Es hat sich im Extremfall sogar gezeigt, dass Kriechdeformationen auch dann berechnet werden, wenn das Gebirge ohne Hohlräumeauffahrung zeitabhängig berechnet wird. Der Grund dafür liegt darin, dass bei einer Anisotropie im primären Gebirgsspannungszustand von Beginn an ein Spannungsdeviator im Berechnungsgebiet vorliegt, der Kriechdeformationen erzeugt.

Zur plausiblen Berücksichtigung einer Anisotropie im primären Gebirgsspannungszustand, bei der die Kriechdeformationen auf das Nahfeld der aufgefahrenen Hohlräume beschränkt sein sollten, ist das Stoffmodell *Hou/Lux-T* derart modifiziert worden, dass nur die Spannungsabweichungen vom anisotropen primären Gebirgsspannungszustand zu Kriechdeformationen führen. Dabei ist zu beachten, dass ebenso wie im nicht modifizierten Stoffmodell *Hou/Lux-T* schon geringe Abweichungen vom Primärspannungszustand zu Kriechdeformationen führen, d.h. es gibt auch weiterhin (noch) keine Kriechgrenze.

Der Primärspannungszustand wird dadurch berücksichtigt, dass in die Gleichungen des viskosen Stoffmodells nicht die totalen Spannungen, sondern die Differenzspannungen aus den aktuellen totalen und den primären Spannungen eingesetzt werden, d.h. σ_{ij} ist in den Gleichungen (4.30)-(4.35) durch $\sigma_{ij} - \sigma_{ij, \text{Primär}}$ zu ersetzen. Es ergeben sich somit die Gleichungen (4.61)-(4.67):

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \frac{3}{2} \cdot \left[\frac{1}{\eta_k} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon^{tr}}{\max \varepsilon^{tr}} \right) + \frac{1}{\eta_m} \right] \cdot \frac{\sigma_{ij} - \sigma_{ij, \text{Primär}}}{1 - D} \quad (4.61)$$

$$\eta_k = \bar{\eta}_k^* \cdot \exp \left(k_2 \cdot \frac{\sigma_v^*}{1 - D} \right) \quad (4.62)$$

$$\eta_m = \bar{\eta}_m^* \cdot \exp \left(m \cdot \frac{\sigma_v^*}{1 - D} \right) \cdot \exp(l \cdot T) \quad (4.63)$$

$$\max \varepsilon^{tr} = \frac{1}{G_k} \cdot \frac{\sigma_v^*}{1 - D} \quad (4.64)$$

$$G_k = \begin{cases} \bar{G}_k^* \cdot \exp \left(k_1 \cdot \frac{\sigma_v^*}{1 - D} \right) \cdot \exp(l_1 \cdot T) & (\varepsilon^{tr} < \max \varepsilon^{tr}, \text{Verfestigung}) \\ \bar{G}_{kE}^* \cdot \exp \left(k_{1E} \cdot \frac{\sigma_v^*}{1 - D} \right) \cdot \exp(l_{1E} \cdot T) & (\varepsilon^{tr} > \max \varepsilon^{tr}, \text{Erholung}) \end{cases} \quad (4.65)$$

$$\bar{G}_{\text{KE}}^* \cdot \exp\left(k_{1\text{E}} \cdot \frac{\sigma_v^*}{1-D}\right) \cdot \exp(l_{1\text{E}} \cdot T) \leq \bar{G}_{\text{k}}^* \cdot \exp\left(k_1 \cdot \frac{\sigma_v^*}{1-D}\right) \cdot \exp(l_1 \cdot T) \quad (4.66)$$

$$\sigma_v^* = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot \left((\sigma_x - \sigma_{x,\text{Primär}})^2 + (\sigma_y - \sigma_{y,\text{Primär}})^2 + (\sigma_z - \sigma_{z,\text{Primär}})^2 \right) + 3 \cdot \left((\tau_{xy} - \tau_{xy,\text{Primär}})^2 + (\tau_{yz} - \tau_{yz,\text{Primär}})^2 + (\tau_{zx} - \tau_{zx,\text{Primär}})^2 \right)} \quad (4.67)$$

- mit $\bar{G}_{\text{k}}^*, k_1, l_1$ - Materialparameter für Verfestigung in MPa, MPa⁻¹ und K⁻¹
 $\bar{G}_{\text{KE}}^*, k_{1\text{E}}, l_{1\text{E}}$ - Materialparameter für Erholung in MPa, MPa⁻¹ und K⁻¹
 $\bar{\eta}_{\text{k}}^*, k_2$ - Materialparameter in MPa·d und MPa⁻¹
 m, l - Materialparameter in MPa⁻¹ und K⁻¹
 D - Schädigung (Schädigungsintensität, Damage)

5 Grundsätzliche rechnerische Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen

5.1 Vorbemerkung zum Ansatz einer hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung ohne Berücksichtigung von 2-Phasen-Fluss

In der einschlägigen Literatur wird zur Beschreibung der Spannungszustände in gesättigtem und teilgesättigtem Tongestein der Einfluss des Porenwassers auf die mechanischen Eigenschaften insbesondere aus zwei Blickwinkeln behandelt:

- (1) Auswirkung des Porenwasserdrucks bei gesättigtem Porenraum auf den Spannungszustand im Korngefüge (→ Konzept der effektiven Spannungen),
- (2) Auswirkung des Sättigungsgrades auf die mechanischen Eigenschaften (→ Konzept der Saugspannungen (suction)).

Als Voraussetzung für physikalische Modellierung und rechnerische Simulationen muss daher sichergestellt sein, dass

- die geohydraulischen Verhältnisse durch die ausgewählten Erkundungsverfahren hinreichend zuverlässig ermittelt werden können und
- die Veränderungen der geohydraulischen Verhältnisse durch die technogen bedingten Einwirkungen einerseits und die daraus resultierenden Einflüsse auf die geomechanischen Eigenschaften andererseits hinreichend zuverlässig ermittelt werden können.

Die dazu notwendigen Grundkenntnisse sind vorab zu erarbeiten. Allerdings ist ergänzend darauf hinzuweisen, dass die Wechselwirkungen zwischen geomechanischen und geohydraulischen Prozessen durch Einbeziehung von thermischen Einwirkungen (abfallbedingte Anhebung bzw. Absenkung der Gebirgstemperatur) (→ *THM* - Kopplung) signifikant verstärkt werden können.

Da Tongesteine ein vernetztes fluidgefülltes Porenraumgefüge aufweisen, ist grundsätzlich zwischen totalen und effektiven Spannungen zu unterscheiden. Bei wassergesättigten Gesteinen ($S_r = 1,0$) gilt nach *Biot (1935)*:

$$\sigma' = \sigma - \alpha \cdot p \quad (5.1a)$$

mit

σ' effektive, d.h. im Mineralkorngefüge wirkende Spannung, MPa

σ totale Spannung (im Gleichgewicht mit den äußeren Lasten), MPa

- α Biot-Koeffizient, der in Abhängigkeit von der Ausbildung des Gesteinsgefüges (Porosität) die mechanische Wirksamkeit des Porenwasserdrucks auf das Korngerüst beschreibt, -
- p Porenwasserdruck, MPa

Bei teilgesättigten Gesteinen ($S_r < 1,0$) gilt in Erweiterung von Gl. (5.1a) nach *Bishop (1954)*:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi \cdot (u_a - u_w) \quad (5.1b)$$

mit

- u_a Porengasdruck, MPa
- u_w Porenwasserdruck, MPa
- χ Bishop-Koeffizient, -

Der *Skempton*'sche Koeffizient beschreibt den bei Beanspruchung entstehenden Porenwasserdruck. Bei wassergesättigten Gesteinen ($S_r = 1,0$) gilt nach *Skempton (1954)*:

$$B = \frac{\Delta p}{\Delta \sigma_m} \quad (5.1c)$$

mit

- B Skempton-Koeffizient, -
- Δp Porenwasserdruckänderung, MPa
- $\Delta \sigma_m$ totale mittlere Spannungsänderung mit $\Delta \sigma_m = \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3}$, MPa

Die Ermittlung erfolgt im triaxialen Kompressionsversuch mit isotroper Belastungserhöhung bei undrainierten Bedingungen und Volumenkonstanz, *Suklje (1969)*.

Grundsätzlich sind bezüglich des Porenwassers phänomenologisch u.a. folgende Tendenzen zu beachten:

- Porenwasser(über)druck: bei Nichtbeachtung reduzierte Scherfestigkeitsparameter in der Versuchsauswertung; Reduzierung der aktuellen Scherfestigkeit infolge verminderter effektiver Spannung entsprechend Gl. (5.1a);
- Porenwasserunterdruck (Saugspannung): Zunahme der Druck- und Scherfestigkeit (Ausbildung von Saugspannungen bei Teilsättigung entsprechend Gl. (5.1b)), aber auch Abnahme der Druck- und Scherfestigkeit bei Ausbildung von Schrumpfrissen. Allerdings scheint dieses Phänomen auf wenige Dezimeter in das Gebirge hinein begrenzt zu sein, *Matray & Coste (2003)*.

5.2 Physikalische Modellierung

5.2.1 Vorbemerkung

Ein vereinfachter Ansatz zur Simulation hydro-mechanisch gekoppelter Prozesse ist die Reduzierung der möglichen Phänomene und Prozesse auf eine laminare einphasige Strömung mit Ansatz von Strömungskräften und einem kompressiblen Mineralkorngerüst. Dabei wird die Änderung der Potentialhöhe und damit der Porenwasserdrücke entlang des Strömungsweges unter Einbeziehung des *Biot'schen* Koeffizienten berücksichtigt. Nicht berücksichtigt wird dagegen die bewitterungsbedingte Entsättigung im Konturbereich, so dass von einer Wasserdampfsättigung der Umgebungsluft an der Hohlraumkontur auszugehen ist. Als Randbedingung ergibt sich somit für die Hohlraumkontur ein Porenwasserdruck identisch Null und eine Sättigungszahl der Gesteinsmatrix von $S_r \approx 1,0$. Die mit einer Teilsättigung des Gesteins zusammenhängenden und vorstehend beschriebenen Effekte bleiben somit unberücksichtigt.

5.2.2 Hydro-mechanisch gekoppeltes Materialverhalten entsprechend der Implementierung mit *Flac3D*

Das für die rechnerische Simulation verwendete physikalische Modell zur Beschreibung des hydro-mechanisch gekoppelten Materialverhaltens ist bereits in die Software implementiert und steht somit jedem Anwender der Simulationssoftware *Flac3D* der Itasca Consult GmbH zur Verfügung, *Itasca (2005)*. Die der physikalischen Modellierung zugrunde liegende Differentialgleichung beschreibt entsprechend Gl. (5.2) bis Gl. (5.7) den Zusammenhang zwischen der zeitlichen Änderung des volumetrischen Deformationszustandes $\frac{\partial \varepsilon_{vol}}{\partial t}$, des Porendruckzustandes $\frac{\partial p}{\partial t}$ und des Temperaturzustandes $\frac{\partial T}{\partial t}$ unter Berücksichtigung der zeitlichen Änderung des Sättigungsgrades $\frac{\partial S}{\partial t}$ und der spezifischen Volumenänderung des Fluides infolge eines advektiven Zu- und Abflusses $\frac{\partial \zeta}{\partial t}$:

$$\frac{1}{M} \cdot \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{n}{S} \cdot \frac{\partial S}{\partial t} = \frac{1}{S} \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial t} - \alpha \cdot \frac{\partial \varepsilon_{vol}}{\partial t} + \beta \cdot \frac{\partial T}{\partial t}; \text{ mit } \left[\frac{1}{MPa} \cdot \frac{MPa}{sec} + \frac{1}{1} \cdot \frac{1}{sec} \right] = \left[\frac{1}{1} \cdot \frac{1}{sec} - 1 \cdot \frac{1}{sec} + \frac{1}{^\circ C} \cdot \frac{^\circ C}{sec} \right] \quad (5.2)$$

Im Folgenden werden die in Gl. (5.2) in einer gemeinsamen Differenzialgleichung dargestellten thermischen, hydraulischen und mechanischen Gleichungsanteile separat angesprochen und die verwendeten Parameter definiert.

Die zeitliche Änderung des Porenwasserdrucks $\frac{\partial p}{\partial t}$ kann entsprechend Gl. (5.3a-c) angenommen werden:

$$\frac{1}{M} \cdot \frac{\partial p}{\partial t}; \text{ mit } \left[\frac{1}{MPa} \cdot \frac{MPa}{sec} = \frac{1}{sec} \right] \quad (5.3a)$$

mit

p Porenfluiddruck, MPa

M Biotmodul, MPa mit

$$M = \frac{K_f}{n + (\alpha - n) \cdot (1 - \alpha) \cdot K_f / K} \quad \left[\frac{MPa}{1 + 1 \cdot MPa / MPa} = MPa \right] \quad (5.3b)$$

$$M(\alpha = 1) = \frac{K_f}{n}$$

α Biot - Koeffizient, - mit $\alpha_{min} = \frac{3 \cdot n}{2 + n}$

n Porosität, -

K_f Kompressionsmodul des Fluids, MPa

K Kompressionsmodul der Gesteinsmatrix, MPa mit

$$K = \frac{E_V}{3 \cdot (1 - 2 \cdot v)} \quad \left[\frac{MPa}{1} = MPa \right] \quad (5.3c)$$

E_V Verformungsmodul, MPa

v Poissonzahl, -

Die zeitliche Änderung der Sättigung des Porenraumes $\frac{\partial S}{\partial t}$ kann entsprechend Gl. (5.4) angenommen werden:

$$\frac{n}{S} \cdot \frac{\partial S}{\partial t} \quad \left[\frac{1}{1} \cdot \frac{1}{sec} = \frac{1}{sec} \right] \quad (5.4)$$

mit

S Sättigung des Porenraums, -

Die zeitliche Änderung der der spezifischen Volumenänderung des Fluides infolge eines advectiven Zu- und Abflusses $\frac{\partial \zeta}{\partial t}$ kann entsprechend Gl. (5.5a-c) angenommen werden:

$$\frac{1}{S} \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial t} \quad \left[\frac{1}{1} \cdot \frac{1}{sec} = \frac{1}{sec} \right] \quad (5.5a)$$

mit

$\frac{\partial \zeta}{\partial t}$ Spezifische Volumenänderung des Fluides infolge eines advektiven Zu- und Abflusses, 1/sec

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = q_v^f - q_i^f \quad (5.5b)$$

q_v^f spezifische Volumenzunahme des Fluids, 1/sec

q_i^f spezifischer Fluiddurchfluss, 1/sec mit

$$q_i^f = -\frac{k_f}{\rho_f \cdot g} \cdot [p - (\rho_f \cdot g \cdot x_i)] \quad (5.5c)$$

$$\left[\frac{1}{\text{sec}} \right] = \left[-\frac{m}{\text{sec}} \cdot \frac{m^3 \cdot \text{sec}^2}{\text{kg} \cdot m} \cdot \left[\text{MPa} - \left(\frac{\text{kg}}{m^3} \cdot \frac{m}{\text{sec}^2} \cdot m \right) \right] \right]$$

k_f hydraulische Durchlässigkeit, m/sec

ρ_f Dichte des Fluids, kg/m³

g Gravitation, m/s²

\Rightarrow dynamische Viskosität $(\rho_f \cdot g)$, MPa · s

Die zeitliche Änderung des volumetrischen Deformationszustandes $\frac{\partial \varepsilon_{vol}}{\partial t}$ kann entsprechend Gl. (5.6) angenommen werden:

$$\alpha \cdot \frac{\partial \varepsilon_{vol}}{\partial t} \quad \left[1 \cdot \frac{1}{\text{sec}} = \frac{1}{\text{sec}} \right] \quad (5.6a)$$

mit

ε_{vol} Volumenverzerrung, - mit

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (5.6b)$$

Die zeitliche Änderung der Änderung des Temperaturzustandes $\frac{\partial T}{\partial t}$ kann entsprechend Gl. (5.7) angenommen werden:

$$\beta \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad \left[\frac{1}{^\circ\text{C}} \cdot \frac{^\circ\text{C}}{\text{sec}} = \frac{1}{\text{sec}} \right] \quad (5.7)$$

mit

β thermischer Ausdehnungskoeffizient (Matrix und Fluidvolumen), 1/°C

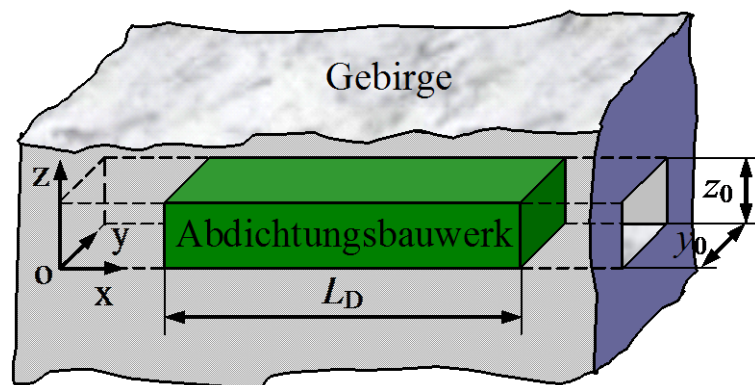
Wird bei vollständiger Sättigung des Porenraumes die spezifische Volumenänderung des Fluides als vernachlässigbar angesehen und werden isotherme Bedingungen angenommen, kann Gl. (5.2) vereinfacht in Gl. (5.8) überführt werden:

$$\frac{\partial p}{\partial t} = -\alpha \cdot M \cdot \frac{\partial \varepsilon_{vol}}{\partial t} \quad \Leftrightarrow \quad \Delta p = -\alpha \cdot M \cdot \Delta \varepsilon_{vol} \quad (5.8)$$

Die so vereinfachte Differentialgleichung beschreibt nunmehr den inkrementellen Zusammenhang zwischen der Änderung des Porenwasserdrucks Δp und der Änderung des volumetrischen Deformationszustandes $\Delta \varepsilon_{vol}$. Eine Kompaktion der Gesteinsmatrix bedingt nach Gl. (5.8) einen Anstieg des Porenwasserdruckes im jeweiligen Gesteinselement, während eine Dilatation in einem Gesteinselement zu einer Porenwasserdruckreduzierung führt. *Biot*-Koeffizient α und *Biot*-Modul M charakterisieren dabei den zahlenmäßigen Zusammenhang.

Bild 5.1 zeigt exemplarisch das Berechnungsmodell eines einfachen Abdichtungsbauwerkes in einer Strecke im Gebirge. Wird das Abdichtungsmaterial als poröses Medium mit Feststoffmatrix und vollständig gesättigtem Porenraum angenommen und das Abdichtungsbauwerk linksseitig mit einer horizontal orientierten mechanischen Flächenlast beansprucht, kann die Überprüfung der in *Flac3D* implementierten mechanisch-hydraulischen Kopplung mit Hilfe von Gl. (5.8) folgendermaßen erfolgen:

- Das Abdichtungsbauwerk wird an der linksseitigen Stirnfläche mit einer mechanischen Oberflächenlast σ_x beaufschlagt und das Modell für diese Beanspruchungssituation lediglich elastisch balanciert.
- Die aus der Belastung resultierende Volumen-Deformation des Abdichtungsbauwerkes sollte zu einem Porenwasserdruckanstieg führen. Ein dadurch bedingter Strömungsprozess wird nicht simuliert, so dass der durch die Kompression (Kompaktion) entstandene Porenwasserüberdruck nicht abgebaut wird.



- *Bild 5.1: Berechnungsmodell eines Abdichtungsbauwerkes im Gebirge*

Der Zusammenhang zwischen der mechanischen Zustandsgröße $\Delta \varepsilon_{vol}$ und der hydraulischen Zustandsgröße Δp entsprechend Gl. (5.8) wird unter Ansatz von Gl. (5.9) und Gl. (5.10) zahlenmäßig konkretisiert:

$$\Delta p = -\alpha \cdot M \cdot \Delta \varepsilon_{vol}$$

mit

$$M = \frac{K_f}{n + (\alpha - n) \cdot (1 - \alpha) \cdot K_f / K} \quad (5.9)$$

$$K_f = 3000 \text{ MPa}, n = 0,1, K = E / (3 \cdot (1 - 2\nu)), E = 15000 \text{ MPa}, \nu = 0,2$$

$$M = \frac{3000 \text{ MPa}}{0,1 + (1,0 - 0,1) \cdot (1 - 1,0) \cdot 3000 \text{ MPa} / 8333,3 \text{ MPa}} = 30000 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{\min} \leq \alpha \leq 1,0$$

mit

$$\alpha_{\min} = \frac{3 \cdot n}{2 + n} \approx 0,15 \quad (5.10)$$

Die für ein als repräsentativ ausgewähltes Element des Abdichtungsbauwerkes erhaltenen Ergebnisse für die Zustandsgrößen $\Delta \varepsilon_{vol}$ und Δp aus der numerischen Simulation werden in *Tabelle 5.1* zusammengestellt und sind dort der für $\alpha = 1,0$ bzw. $\alpha = \alpha_{\min}$ entsprechend Gl. (5.10) aus der berechneten Kompaktion der Gesteinsmatrix analytisch mit Gl. (5.9) berechneten Porenwasserdruckänderung gegenüber gestellt.

	$\alpha = 1,0$ $M = 30000 \text{ MPa}$			$\alpha = \alpha_{\min} = 0,15$ $M \approx 26019,08 \text{ MPa}$		
σ_x , MPa	$\Delta \varepsilon_{vol}$	Δp	$\Delta p_{analytisch}$	$\Delta \varepsilon_{vol}$	Δp	$\Delta p_{analytisch}$
1,0	1,915e-5	0,5741	0,5745	4,378e-5	0,1767	0,1709
10,0	1,915e-4	5,7443	5,745	4,381e-4	1,7682	1,7087
40,0	7,66e-4	22,9784	22,98	1,752e-3	7,0734	6,8378
100,0	1,915e-3	57,4465	57,45	4,381e-3	17,6836	17,0984

Tabelle 5.1: Für ein Element des Abdichtungsbauwerkes rechnerisch ermittelte Zustandsgrößen $\Delta \varepsilon_{vol}$ und Δp im Vergleich mit der aus der berechneten Kompaktion der Gesteinsmatrix analytisch mit Gl. (5.9) berechneten Porenwasserdruckänderung

Der Vergleich der aus der numerischen Simulation und aus der analytischen Berechnung erhaltenen hydraulischen Zustandsgröße Δp zeigt für den Fall $\alpha = 1,0$ eine sehr gute Übereinstimmung.

Bei der Variation unter Verwendung von $\alpha = \alpha_{min} = 0,15$ zeigt sich neben einer geringfügigen Abweichung der betrachteten Zustandsgrößen Δp und $\Delta p_{analytisch}$ eine deutliche Zunahme der mechanischen Kompaktion der Gesteinsmatrix gegenüber dem Fall $\alpha = 1,0$. Diese Zahlenwerte liegen nur marginal unterhalb der berechneten Volumenverzerrung aus einer nur mechanischen Simulation, die in *Tabelle 5.2* zusammengestellt sind.

σ_x, MPa	1,0	10,0	40,0	100,0
$\Delta \epsilon_{vol}$	4,5e-5	4,5e-4	1,8e-3	4,5e-3

Tabelle 5.2: Ergebnisse der numerischen Simulation für die Zustandsgröße $\Delta \epsilon_{vol}$ aus einer allein mechanischen Berechnung

Es ist somit davon auszugehen, dass die entsprechend Gl. (5.8) beschriebene Relation zwischen Änderung der elastisch berechneten Gesteinskompaktion und der Porenwasserdruckänderung zutreffend in die Simulationssoftware *Flac3D* implementiert ist. In einem weiteren zweidimensionalen Modell wird im folgenden Abschnitt vertiefend untersucht, inwieweit die mechanischen und hydraulischen Modellrandbedingungen auf diese Relation Einfluß nehmen. Im Anschluss wird dann untersucht, ob sich dieser Zusammenhang auch für den Fall einer komplexen dreidimensionalen Berechnung mit Simulation eines Streckenvortriebs nachweisen lässt.

5.3 Numerische Simulation zu geohydraulisch-geomechanischen Wechselwirkungen am Beispiel einer horizontal liegenden Querschnittsabdichtung

5.3.1 Modellbeschreibung

Die betrachtete Querschnittsabdichtung und das entsprechende Berechnungsmodell sind in *Bild 5.2* dargestellt. Unter dem angegebenen Bezugssystem und mit der Annahme einer Homogenität des durchströmten Abdichtungsmaterials liegt eine eindimensionale Strömung in x-Richtung vor. Die in z-Richtung wirkende Auftriebskraft wird zwangsläufig vernachlässigt. Da die Höhe der durchströmten Schicht (in z-Richtung) im Vergleich zu den wirkenden hydraulischen Höhen als gering anzusehen ist, ist der Einfluss der Auftriebskraft auf die effektiven Spannungen eher gering. Mit einer kleinen Querschnittshöhe des Bauwerks von z_0 sind die

Einwirkungen sowohl von dem Eigengewicht des Dichtungsmaterials wie auch von dem Auftrieb nicht zu berücksichtigen.

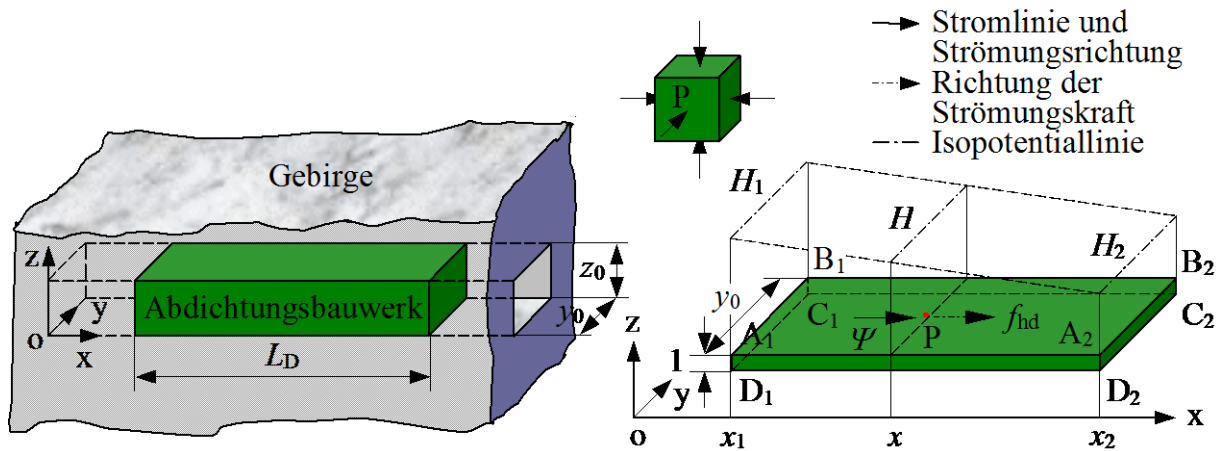


Bild 5.2: Strömung in einer horizontal verlaufenden homogenen Querschnittsabdichtung, Xie (2002)

5.3.2 Ermittlung der hydraulischen und mechanischen Randbedingungen

Da die Strömung in einer horizontal verlaufenden porösen Schicht geringer Mächtigkeit erfolgt, die als gesättigt angenommen wird, ergeben sich folgende Randbedingungen:

- zur Analyse des Potentialhöhenfeldes (hydraulische Randbedingungen):

$$H|_{x=x_1} = H_1, \quad H|_{x=x_2} = H_2.$$

- zur Ermittlung des induzierten Spannungsfeldes (effektive Spannungen, mechanische Randbedingungen):

$$\sigma_x|_{x=x_1} = \gamma_f \cdot H_1 \Rightarrow \sigma'_x|_{x=x_1} = \sigma'_{x_1} = (1-\alpha) \cdot \gamma_{Fl} \cdot H_1, \text{ da in x-Richtung die linke Seite}$$

$A_1B_1C_1D_1$ frei verschieblich und die rechte Seite $A_2B_2C_2D_2$ unverschieblich gelagert ist.

Nach der allgemein bekannten Strömungsgleichung lässt sich die Potentialhöhenverteilung entlang der x-Achse mit den angegebenen Randbedingungen ermitteln, Xie (2002). Daraus ergeben sich die Beziehungen entsprechend Gl. (5.11) und Gl. (5.12):

- Potentialhöhenverteilung:

$$H(x) = H_1 - \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \cdot (H_1 - H_2) \quad (5.11)$$

- spezifische Strömungskraft:

$$(f_{\text{hd}}) = \begin{pmatrix} f_{\text{hd},x} \\ f_{\text{hd},y} \\ f_{\text{hd},z} \end{pmatrix} = -\gamma_{\text{Fl}} \cdot \begin{pmatrix} \partial(\alpha \cdot H)/\partial x \\ \partial(\alpha \cdot H)/\partial y \\ \partial(\alpha \cdot H)/\partial z \end{pmatrix} = \alpha \cdot \gamma_{\text{Fl}} \cdot \begin{pmatrix} (H_1 - H_2)/(x_2 - x_1) \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (5.12)$$

mit $H(x)$ - hydraulische Potentialhöhe des jeweiligen Punktes $P(x)$ in dem Strömungsfeld in m

α - Biot'scher Koeffizient in -

(f_{hd}) - Vektor der spezifischen Strömungskraft in MPa/m

Durch Umwandlung der Gl. (5.12) ergeben sich für den Effektivspannungszustand, der allein auf den hydraulischen Einwirkungen beruht, die Beziehungen entsprechend Gl. (5.13). Hier werden allerdings keine aus dem Gebirge auf das Abdichtungselement einwirkenden Spannungen berücksichtigt. Es folgt:

$$\sigma'_x = \alpha \cdot \gamma_{\text{Fl}} \cdot (H_1 - H_2) \cdot \frac{x}{x_2 - x_1} + C_1 \quad (5.13)$$

Die Integrationskonstante C_1 in Gl. (5.13) ist in Verbindung mit den mechanischen Randbedingungen jeweils an den Seiten $A_1B_1C_1D_1$ und $A_2B_2C_2D_2$ zu bestimmen.

Es gilt:

$$C_1 = \sigma'_{x_1} - \alpha \cdot \gamma_{\text{Fl}} \cdot (H_1 - H_2) \cdot \frac{x_1}{x_2 - x_1}, \quad (5.14)$$

und somit folgt:

$$\sigma'_x = \underbrace{\alpha \cdot \gamma_{\text{Fl}} \cdot (H_1 - H_2) \cdot \frac{x - x_1}{x_2 - x_1}}_{\text{hydrodynamisch}} + \underbrace{(1 - \alpha) \cdot \gamma_{\text{Fl}} \cdot H_1}_{\text{hydrostatisch}} \quad (5.15)$$

In der Gl. (5.15) sind die Effektivspannungsanteile jeweils in Folge der hydrodynamischen und der hydrostatischen Einwirkung getrennt angegeben. Daraus ist eindeutig zu erkennen, dass die Effektivspannungen in der horizontal liegenden Querschnittsabdichtung bei Vorliegen eines stationären hydraulischen Prozesses stark abhängig sind von dem Biot'schen Koeffizienten und damit also von den Materialeigenschaften.

In der Querschnittsabdichtung wirken Effektivspannungen nur aus spezifischen Strömungskräften bzw. hydrodynamischer Einwirkung, wenn $\alpha = 1,0$ ist \rightarrow das Material verhält sich stark permeabel. Dagegen ergeben sich die Effektivspannungen nur aus der hydrostatischen Einwir-

kung des hydraulischen Prozesses, wenn $\alpha = 0,0$ ist \rightarrow das Material verhält sich dicht. In diesem Fall sind die Effektivspannungen identisch mit den totalen Spannungen. Bei $0,0 < \alpha < 1,0$ folgen Effektivspannungszustände aus dem Zusammenwirken dieser beiden Einwirkungen.

Bei $H_1 > H_2$ wird mit Gl. (5.15) auf der unverschieblich gelagerten Seite $A_2B_2C_2D_2$ eine effektive Druckspannung von $\sigma'_{x_2} = \alpha \cdot \gamma_{Fl} \cdot (H_1 - H_2)$ MPa allein aus der spezifischen Strömungskraft und $\sigma'_{x_2} = \gamma_{Fl} \cdot (H_1 - \alpha \cdot H_2)$ aus den gesamten hydraulischen Einwirkungen erhalten, während die effektive Druckspannung auf der frei verschieblichen Seite $A_1B_1C_1D_1$ $\sigma'_{x_1} = (1 - \alpha) \cdot \gamma_{Fl} \cdot H_1$ und erst mit $\alpha = 1,0$ nach der *Terzaghi*'schen Theorie $\sigma'_{x_1} = 0,0$ MPa beträgt.

Eine detaillierte Erläuterung über das verwendete hydro-mechanisch gekoppelte Modell ist *Xie (2002)* zu entnehmen.

Es gilt:

Bei der Analyse des Spannungs-Verformungszustandes ist ***der hydraulische Oberflächendruck grundsätzlich als mechanische Randbedingung*** zu behandeln.

Mit Ansatz des *Hooke*'schen Stoffmodells gilt daher grundsätzlich die Beziehung nach Gl. (5.16):

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E} \cdot (\sigma'_x - \nu \cdot (\sigma'_y + \sigma'_z)) \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} \cdot (\sigma'_y - \nu \cdot (\sigma'_z + \sigma'_x)) \stackrel{!}{=} 0 \quad \Rightarrow \quad \sigma'_y = \nu \cdot (\sigma'_z + \sigma'_x) \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} \cdot (\sigma'_z - \nu \cdot (\sigma'_x + \sigma'_y)) \stackrel{!}{=} 0 \quad \Rightarrow \quad \sigma'_z = \nu \cdot (\sigma'_x + \sigma'_y)\end{aligned}\tag{5.16}$$

Durch Einsetzen der einzelnen Gleichungen zur Spannungsermittlung gilt folgende Abhängigkeit:

$$\begin{aligned}\sigma'_z &= \nu \cdot (\sigma'_x + \sigma'_y) \\ \Rightarrow \quad \sigma'_z &= \nu \cdot (\sigma'_x + \nu \cdot (\sigma'_z + \sigma'_x)) \\ \Rightarrow \quad \sigma'_z &= \nu \cdot \sigma'_x + \nu^2 \cdot \sigma'_z + \nu^2 \cdot \sigma'_x \\ \Rightarrow \quad \sigma'_z \cdot (1 - \nu^2) &= \sigma'_x \cdot \nu \cdot (1 + \nu) \\ \Rightarrow \quad \sigma'_z &= \sigma'_x \cdot \frac{\nu \cdot (1 + \nu)}{1 - \nu^2} \\ \Rightarrow \quad \sigma'_z &= \sigma'_x \cdot \frac{\nu \cdot (1 + \nu)}{(1 - \nu) \cdot (1 + \nu)}\end{aligned}\tag{5.17}$$

$$\Rightarrow \sigma'_z = \sigma'_x \cdot \frac{\nu}{1-\nu}$$

Für den Fall von $\nu = 0,2$ ergibt sich daher die Spannungsbeziehung nach Gl. (5.17):

$$\sigma'_z = \sigma'_x \cdot 0,25$$

bzw.

$$\sigma'_y = \sigma'_x \cdot 0,25$$

(5.18)

Nachfolgend wird zur Illustration ein einfaches Beispiel numerisch behandelt. Dieses Beispiel ist soweit abstrahiert, dass auch analytische Lösungen zur Ermittlung der mechanisch und hydraulisch bedingten Zustandsgrößen ($\alpha = \text{konstant}$) möglich werden. Im Vordergrund stehen die systematische Herleitung des Rechenganges und die Diskussion der Ergebnisse zur mechanischen Wirkung unterschiedlicher Ansätze zum hydraulischen System.

5.3.3 Zahlenbeispiel

5.3.3.1 Vorgehen

Das Berechnungsmodell, das bereits bei Xie (2002) für die generischen Untersuchungen zur Demonstration hydraulischer Wirkungen verwendet worden ist, ist vorstehend in Bild 5.2 vorgestellt worden. Aus Gründen der Vergleichbarkeit werden für die exemplarisch betrachtete Querschnittsabdichtung in Form eines Paralleldamms identische Randbedingungen angenommen. Die Strecke ist linksseitig des Dammbauwerks geflutet und daraus resultierend liegt eine laminare einphasige stationäre Strömung mit den Randbedingungen $H_1 = 4000$ m und $H_2 = 0$ m in dem als wassergesättigt angenommenen Dammbauwerk vor. Das Dammbauwerk weist eine Länge von $L_D = x_0 = 40$ m auf und ist rechtsseitig bei $x = 40$ m horizontal unverschieblich gelagert.

Bei der Analyse des Spannungs-Verformungszustandes ist der hydraulische Druck auf die Stirnseite als mechanische Randbedingung zu behandeln. Entsprechend wird am linken Modellrand eine mechanische Beanspruchung von $\sigma_x = 40,0$ MPa angesetzt. Unter dem angegebenen Bezugssystem und mit der Annahme einer homogenen Ausbildung des durchströmten Abdichtungsmaterials liegt eine eindimensionale Strömung in x-Richtung vor. Infolge der im Vergleich zur Länge relativ geringen Querschnittshöhe z_0 des Bauwerks sind die Einwirkungen sowohl aus dem Eigengewicht des Abdichtungsmaterials wie auch aus dem Auftrieb zu vernachlässigen. Die

in z-Richtung wirkenden Kräfte bleiben damit unberücksichtigt. Das Gebirge und damit die Interaktion Gebirge – Dammbauwerk werden hier nicht betrachtet.

Zur Ermittlung der aus der angesetzten Strömung resultierenden mechanischen Wirkung werden verschiedene Ansätze vergleichend untersucht. Die Diskussion der Ergebnisse zur mechanischen Wirkung dieser unterschiedlichen Ansätze zur Erfassung / Simulation des hydraulischen Prozesses erfolgt entsprechend nachstehender Systematik:

- (1) Ansatz eines impermeablen Dammbauwerkes mit einer allein mechanischen Beanspruchung des Abdichtungsbauwerkes mit Ermittlung der entsprechenden Spannungs- und Verformungszustände.
- (2) Ansatz eines permeablen Dammbauwerkes ($\alpha = \text{konstant} = 1$) mit Ermittlung der aus der Veränderung des hydraulischen Zustandes entlang des Strömungsweges resultierenden Einflüsse auf die mechanischen Spannungs- und Verformungszustände. Mechanische Spannungen und Porenwasserdrücke werden getrennt ermittelt (keine Kopplung). Im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen wird in hydrodynamische Einwirkungen (spezifische Strömungskräfte) und in hydrostatische Einwirkungen (Vorgabe von Porenwasserdrücken am Modellrand) unterschieden. Dabei ist grundsätzlich zwischen totalen und effektiven Spannungen entsprechend Gl. (5.1) zu differenzieren. Die entsprechenden mechanischen und hydraulischen Zustandsgrößen (totale Spannungen, Porenwasserdrücke) werden getrennt voneinander berechnet und zur Ermittlung des effektiven Spannungszustandes additiv überlagert.
- (3) Ansatz eines permeablen Dammbauwerkes ($\alpha = \text{konstant} = 1$) mit Ermittlung der aus der Veränderung des hydraulischen Zustandes entlang des Strömungsweges resultierenden Einflüsse auf die mechanischen Spannungs- und Verformungszustände. Mechanische und hydraulische Zustandsgrößen werden gekoppelt ermittelt. Der Zusammenhang zwischen der mechanischen Zustandsgröße $\Delta \varepsilon_{vol}$ und der hydraulischen Zustandsgröße Δp entsprechend Gl. (5.2) ist bereits vorstehend beschrieben worden.

5.3.3.2 Fall 1: Spannungs- und Verformungszustände bei einem impermeablen Dammbauwerk – Ermittlung allein der mechanischen Zustandsgrößen

Bei Ansatz eines impermeablen Dammbauwerkes erfolgt im Dammbauwerk lediglich eine mechanische Beanspruchung durch den einwirkenden Fluiddruck. Im Rahmen einer allein mechanischen Beanspruchung des Dammbauwerkes durch den Fluiddruck wird der Fluiddruck

am linken Modellrand als eine mechanische Beanspruchung von $p = \sigma_x = 40,0 \text{ MPa}$ angesetzt. *Bild 5.3* zeigt das idealisierte Berechnungsmodell mit Darstellung der mechanischen Randbedingungen. Das Dammbauwerk ist bis auf die linke Stirnfläche normal zu den übrigen Seitenflächen unverschieblich gelagert, also auch auf der rechten Stirnfläche.

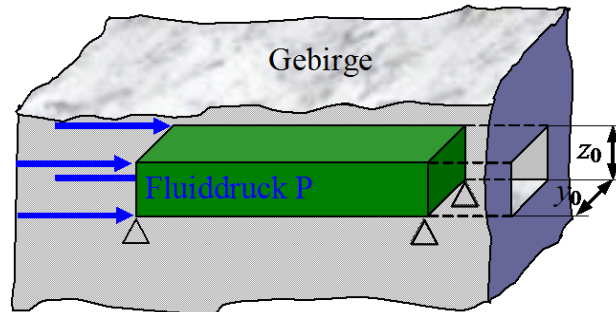


Bild 5.3: Idealisiertes Berechnungsmodell einer horizontal liegenden homogenen Querschnittsabdichtung mit Darstellung der mechanischen Randbedingungen

Aus einer Gegenüberstellung von analytischen und numerisch ermittelten Zustandsgrößen folgt:

(a) Die Koordinatenspannungen ergeben sich bei Ansatz des *Hooke*'schen Stoffmodells entsprechend Gl. (5.19) für den Fall von $\nu = 0,2$ zu:

$$\sigma_z = \sigma_x \cdot 0,25 = 10,0 \text{ MPa}$$

bzw.

$$\sigma_y = \sigma_x \cdot 0,25 = 10,0 \text{ MPa} \quad (5.19)$$

Bild 5.4 zeigt die Verteilung der numerisch ermittelten Koordinatenspannungen über die Modelllänge.

(b) Mit Gl. (5.20) ergeben sich die Verzerrungen im Dammbauwerk zu:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_x - \nu \cdot (\sigma_y + \sigma_z))$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_z \equiv 0 \text{ (infolge geometrischer Randbedingungen, EVZ)} \quad (5.20)$$

Daraus folgt zahlenmäßig: $\varepsilon_x = 1,8 \cdot 10^{-3}$

In *Bild 5.5* sind die numerisch berechneten Verzerrungen über die Modelllänge dargestellt.

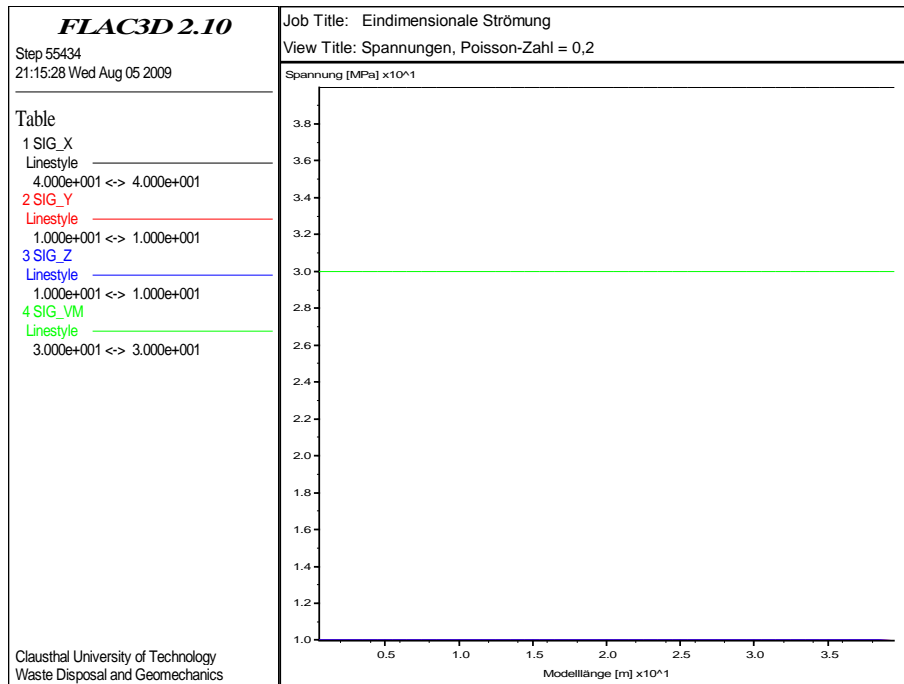


Bild 5.4: Darstellung der Koordinatenspannungen über die Modelllänge

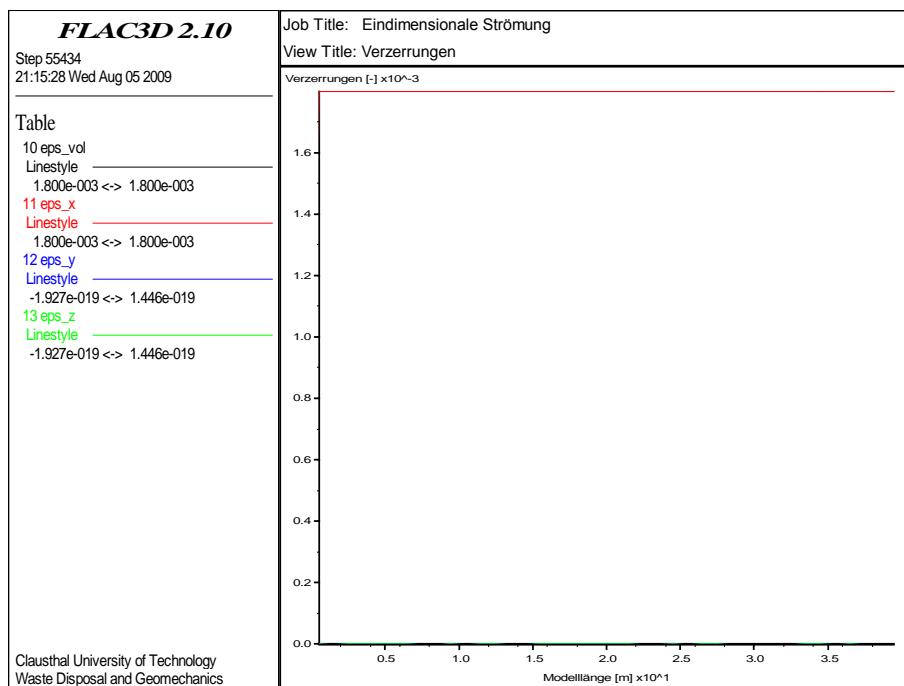


Bild 5.5: Darstellung der Verzerrungen über die Modelllänge

(c) Die Verschiebungen ergeben sich für den linken Rand des Dammbauwerkes aus den Verzerrungen nach Bild 5.5 wie folgt:

$$u_x = 1,8 \cdot 10^{-3} \cdot 40 \text{ m} = 7,2 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$u_y = u_z \equiv 0$$

(5.21)

5.3.3.3 Fall 2: Spannungs- und Verformungszustände bei einem permeablen Dammbauwerk – getrennte Ermittlung der mechanischen und hydraulischen Zustandsgrößen

Bei Vorgabe eines permeablen Dammbauwerkes mit $\alpha = \text{konstant} = 1$ erfolgt eine Durchströmung, deren mechanische Wirkung über zwei unterschiedliche Ansätze ermittelt werden kann:

- (1) impliziter Ansatz: Ermittlung des hydraulischen Potentialfeldes mit den Porenwasserdrücken und der spezifischen Strömungskräfte entsprechend Gl. (5.11) und Gl. (5.12), wobei aus den Strömungskräften unmittelbar die effektiven Spannungen im Mineralkorngerüst folgen, aus denen dann ebenfalls Verzerrungen und Verschiebungen erhalten werden.
- (2) expliziter Ansatz: Ermittlung der totalen Spannungen im Dammbauwerk aus dem einwirkenden Wasserdruck und der Porenwasserdrücke aus der (stationären) Strömung und nachfolgend Berechnung der effektiven Spannungen nach dem Konzept von Terzaghi, wobei aus den effektiven Spannungen dann Verzerrungen und Verschiebungen folgen;

Nachstehend erfolgt daher eine Differenzierung der hydraulischen Einwirkungen in hydrodynamische Einwirkungen (Vorgabe spezifischer Strömungskräfte) und in hydrostatische Einwirkungen (Vorgabe von Porenwasserdrücken am Modellrand). Bei der Zustandsgrößenberechnung ist grundsätzlich zwischen totalen und effektiven Spannungen entsprechend Gl. (5.1) zu unterscheiden. Deformationen resultieren nur aus effektiven Spannungen. Die jeweiligen mechanischen und hydraulischen Spannungen (totale Spannungen, Porenwasserdrücke) werden getrennt voneinander berechnet und zur Ermittlung der effektiven Spannungen additiv überlagert.

(a) Ansatz mit Strömungskräften

Im ersten Fall wird von der Durchströmung des Dammbauwerkes und den dabei aktivierten spezifischen Strömungskräften ausgegangen. Die hydraulische Belastung des Dammbauwerkes wird dabei in Form von mechanisch im Korngerüst wirksamen spezifischen Strömungskräften entsprechend Gl. (5.22) angesetzt (hydrodynamische Kräfte). Wegen $\alpha = 1$ ist der Ansatz weiterer mechanisch wirksamer Kräfte nicht mehr erforderlich (hydrostatische Kräfte). Im vorliegenden Fall ergeben sich die spezifischen Strömungskräfte aus dem hydraulischen Potentialfeld mit dem konstanten Gradienten in x-Richtung zu

$$f_{\text{hd},x} = \alpha \cdot \gamma_{\text{Fl}} \cdot (H_1 - H_2) / (x_2 - x_1)$$

$$f_{\text{hd},x} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot (40 - 0) / (40 - 0) = 1,0 \text{ MN/m}^3 \quad (5.22)$$

$$f_{hd,y} = f_{hd,z} \equiv 0$$

Bild 5.6 zeigt das für die numerische Berechnung verwendete Berechnungsmodell mit Darstellung der geometrischen Randbedingungen (Fixity Conditions) und der hydraulischen Einwirkungen (FAP \Rightarrow spezifische Strömungskräfte je Knotenpunkt (4 Knotenpunkte / Element $\Rightarrow f_{hd,x} = 1,0/4 = 0,25 \text{ MN} / \text{m}^3$)).

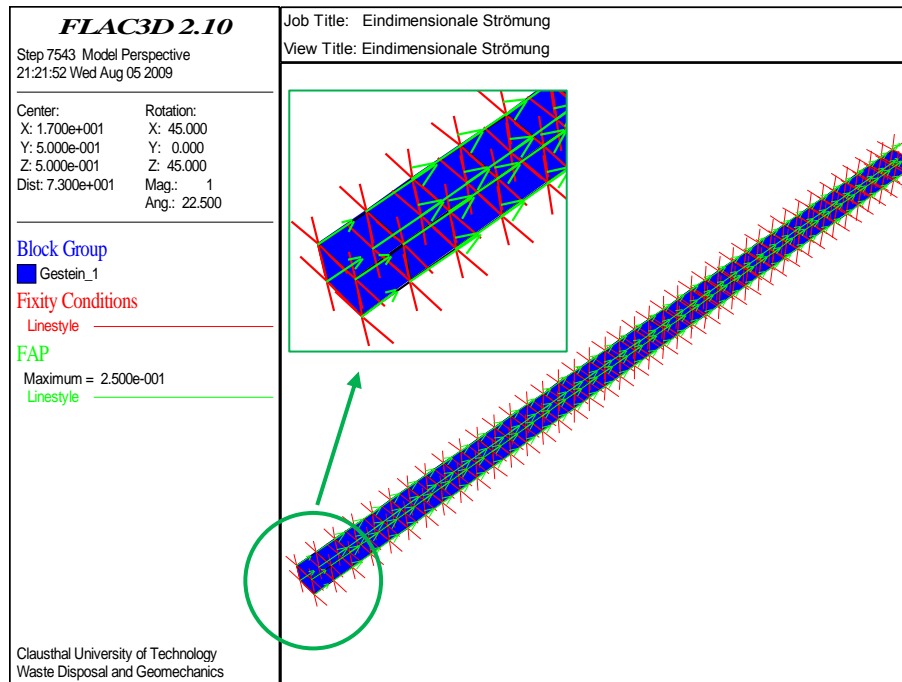


Bild 5.6: Berechnungsmodell einer horizontal liegenden homogenen Querschnittsabdichtung mit Diskretisierung und Darstellung der mechanischen Randbedingungen

Bei Ansatz von spezifischen Strömungskräften als äußerer Belastung in Folge einer Wasserströmung werden die aus der Hydraulik resultierenden Kräfte in Form von mechanischen Kräften in den Zonenschwerpunkten des diskretisierten Berechnungsmodells angesetzt. Die aus den spezifischen Strömungskräften folgenden Spannungen führen unmittelbar auf die effektiven Spannungen im Dammbauwerk. Aus diesen Spannungen ergeben sich ebenso unmittelbar die Deformationen des Dammbauwerkes.

Bild 5.7 zeigt die berechnete Koordinatenspannungsverteilung, Bild 5.8 die entsprechenden Verzerrungen über die Modelllänge.

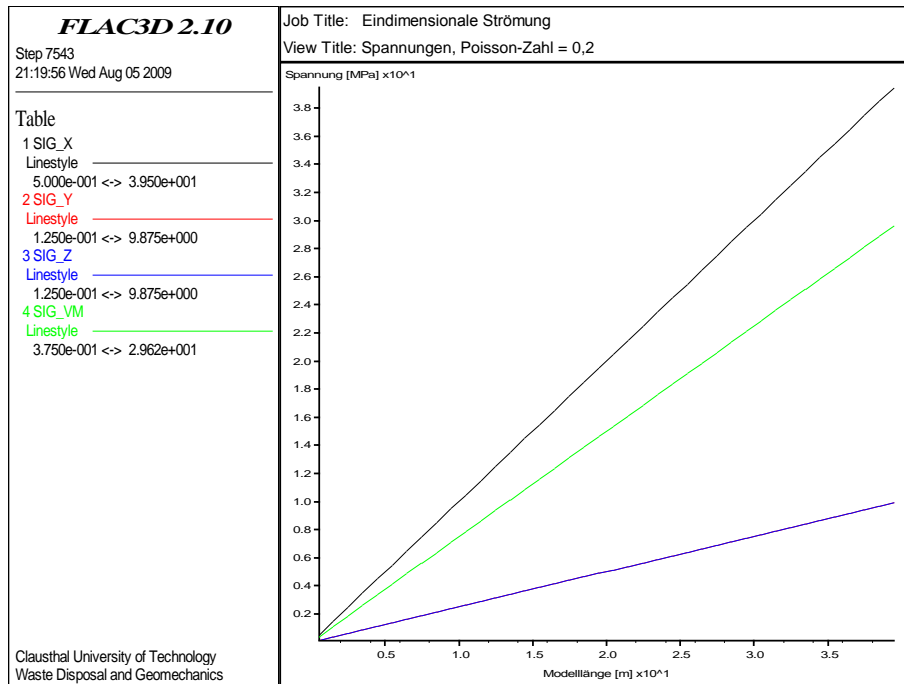


Bild 5.7: Effektive Koordinatenspannungen über die Modelllänge

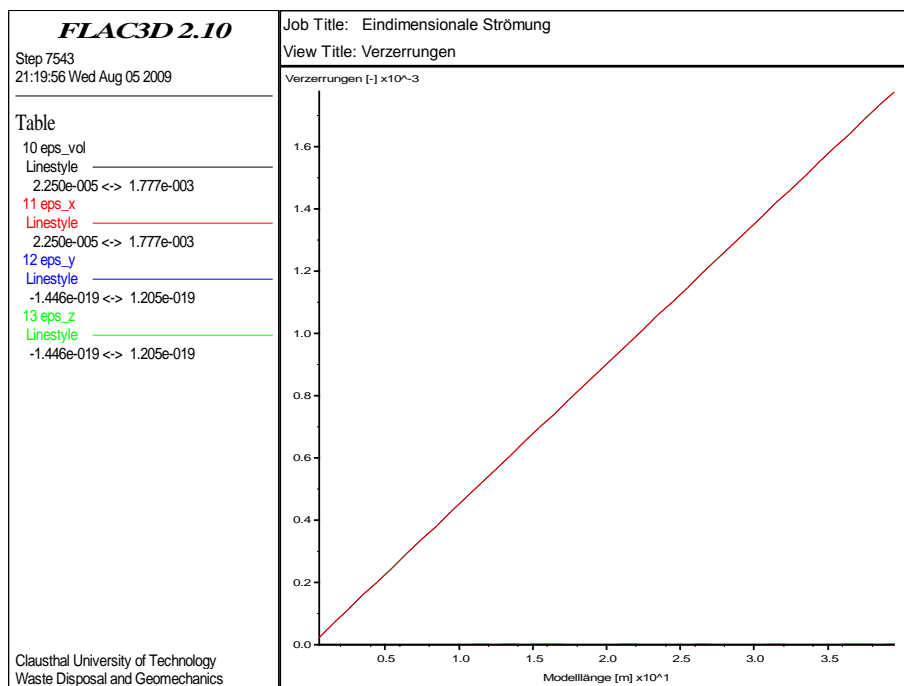


Bild 5.8: Verzerrungen über die Modelllänge

Aus den Verzerrungen ergeben sich für den linken Rand des Dammbauwerkes folgende Verschiebungen:

$$u_x = 0,5 \cdot 1,77 \cdot 10^{-3} \cdot 40 \text{ m} = 3,6 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$u_y = u_z \equiv 0$$
(5.23)

(b) Ansatz mit Wasserdrücken und additiver Überlagerung von mechanischen und hydraulischen Zustandsgrößen

Im zweiten Fall wird die hydraulische Belastung auf das Dammbauwerk in Form eines Wasserdrucks auf den linken Modellrand entsprechend Gl. (5.11) vorgegeben. Die dieser Belastung entsprechenden mechanischen und hydraulischen Zustandsgrößen (totale Spannungen, Porenwasserdrücke) werden getrennt voneinander berechnet und zur Ermittlung des effektiven Spannungszustandes entsprechend Gl. (5.1) additiv überlagert. Die mechanische Berechnung führt dabei zunächst auf die totalen Spannungen. Erst nach Ermittlung der effektiven Spannungen können aus diesen die Deformationen des Dammbauwerkes berechnet werden.

Im Rahmen der hydraulischen Berechnung wird die hydraulische Belastung in Form von hydrostatischen Kräften an den Stirnflächen des Dammbauwerks mit den Potentialhöhen $H_1 = 4000$ m und $H_2 = 0$ m angesetzt. *Bild 5.9* zeigt die daraus berechnete Porenwasserdruckverteilung über die Modelllänge mit einer linear verlaufenden Abnahme von $p = 40,0$ MPa bei $x = 0$ m (linksseitig) und $p = 0$ MPa bei $x = 40$ m (rechtsseitig). Der aus der mechanischen Berechnung folgende zugehörige mechanische Spannungszustand mit totalen Spannungen ist bereits in *Abschnitt 5.3.3.2* vorgestellt worden und ist ebenfalls in *Bild 5.9* übernommen worden.

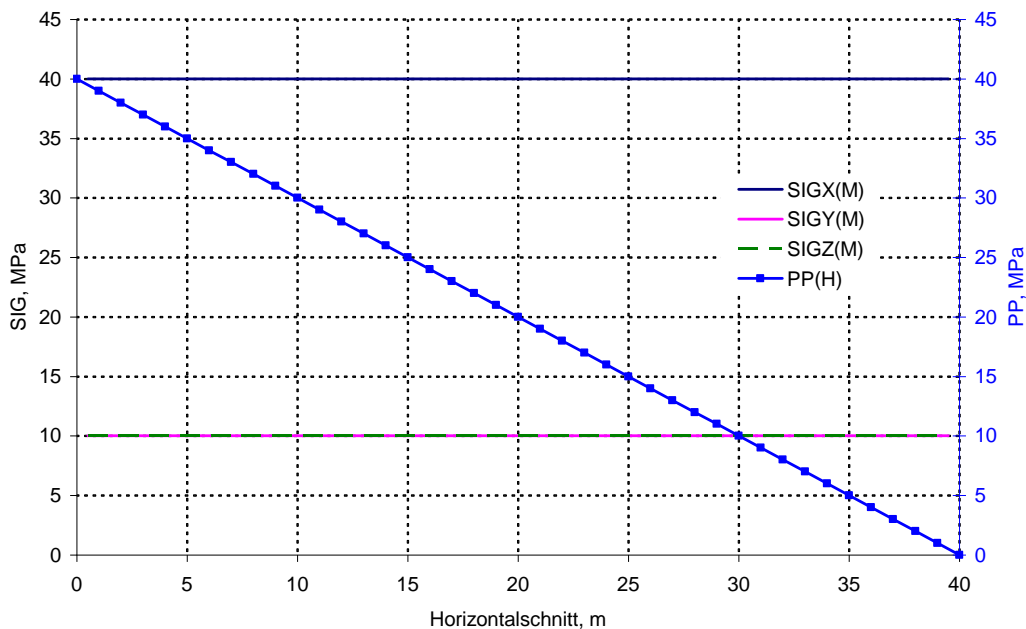


Bild 5.9: Mechanische und hydraulische Zustandsgrößen über die Modelllänge (totale Spannungen, Porenwasserdruck)

Die additive Überlagerung der totalen Spannungen und der Porenwasserdrücke führt auf die effektiven Spannungen, die nunmehr in *Bild 5.10* aufgetragen werden. Ein Vergleich mit dem aus dem Ansatz von Strömungskräften resultierenden effektiven Spannungszustand ergibt für die

in x-Richtung verlaufende horizontale Koordinatenspannung σ_x entsprechend Bild 5.7 eine exakte Übereinstimmung.

Diese Aussage gilt allerdings nicht in gleicher Weise für die in y- bzw. z-Richtung verlaufenden Koordinatenspannungen, die aus den in Querrichtung behinderten Verzerrungen entsprechend Gl. (5.18) berechnet werden. Die additive Überlagerung der erhaltenen Spannungszustände führt bei Ansatz des allseitig wirkenden Porenwasserdrucks von $P_W = 40 \text{ MPa}$ am linken Modellrand zu effektiven Zugspannungen in Höhe von $\sigma'_z = \sigma'_y = -30,0 \text{ MPa}$.

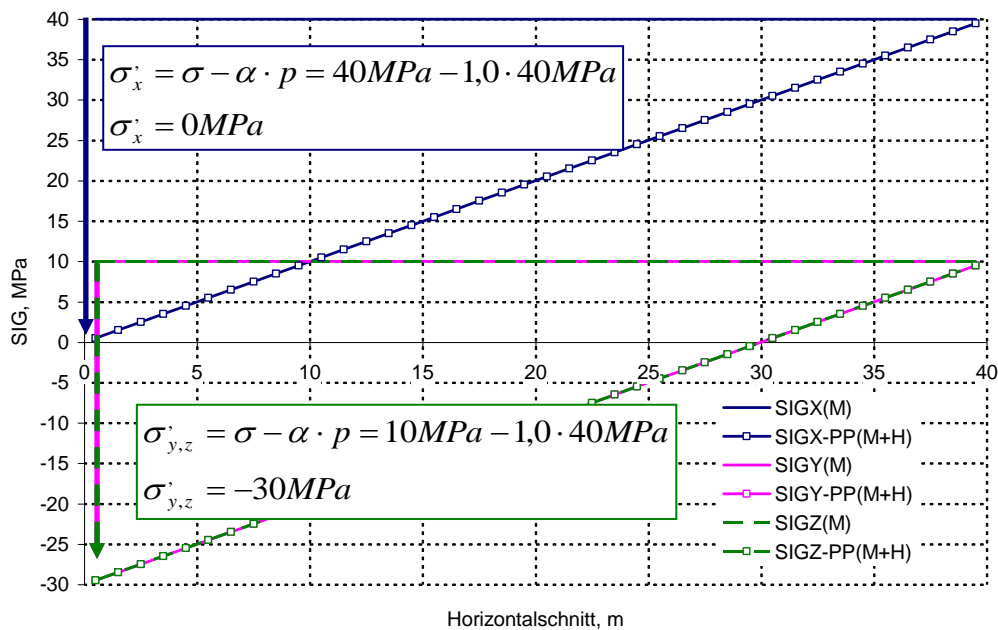


Bild 5.10: Effektive Spannungen über die Modelllänge in Folge einer additiven Überlagerung der hydraulisch und mechanisch getrennt berechneten Zustandsgrößen

(c) Fazit

Die beiden Berechnungsansätze führen nicht zu einem vollständig identischen Ergebnis. Der Ansatz über eine getrennte Ermittlung mechanischer und hydraulischer Zustandsgrößen mit nachfolgender Überlagerung zu effektiven Spannungen ist daher nur mit Vorsicht anzuwenden. Der Ansatz über spezifische Strömungskräfte führt dagegen automatisch ohne Einschränkung zu den richtigen mechanischen Zustandsgrößen und ist daher grundsätzlich zu bevorzugen. Hier werden unmittelbar effektive Spannungen im Mineralkorngerüst und daraus resultierende Deformationen erhalten. Die totalen Spannungen müssen dann bei Bedarf über eine nachfolgende Berechnung ermittelt werden.

5.3.3.4 Fall 3: Spannungs- und Verformungszustände bei einem permeablen Dammbauwerk – hydro-mechanisch gekoppelte Ermittlung der mechanischen und hydraulischen Zustandsgrößen

Das Dammbauwerk wird als permeabel ($\alpha = \text{konstant} = 1$) angesehen. Weiter wird wie zuvor eine laminare einphasige Strömung mit den Randbedingungen $H_1 = 4000$ m und $H_2 = 0$ m in dem wassergesättigten homogenen Dammbauwerk mit einer Länge von $L_D = x_0 = 40$ m angenommen. Die aus der Durchströmung resultierenden mechanischen Spannungs- und Verformungszustände werden hydro-mechanisch gekoppelt ermittelt. *Bild 5.11* zeigt zunächst die berechnete Porenwasserdruckverteilung über die Modelllänge. Ein Vergleich mit dem in *Bild 5.9* dargestellten Verlauf des Porenwasserdruckes zeigt augenscheinlich identische Ergebnisse.

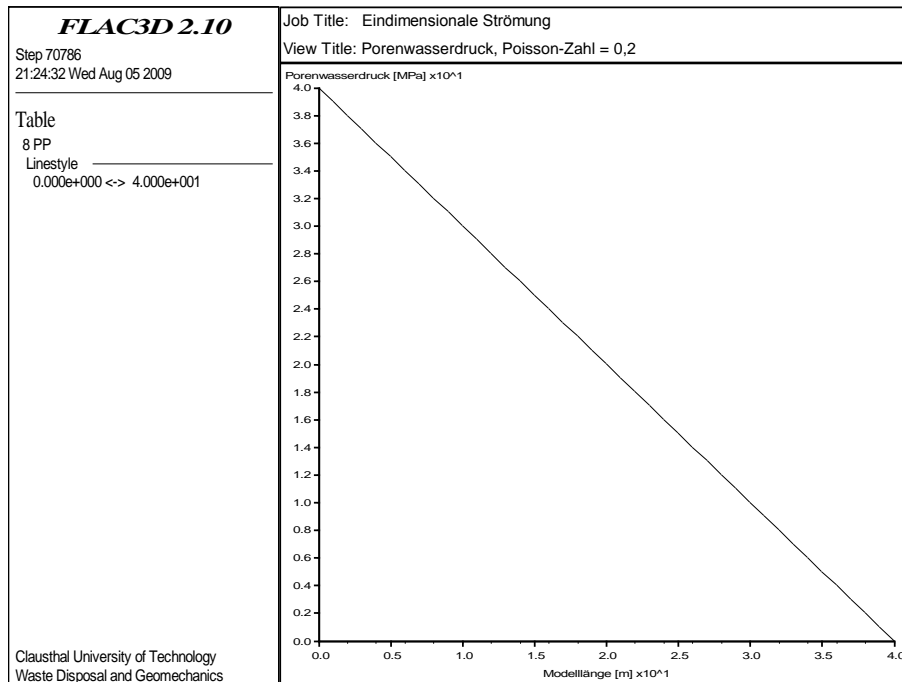


Bild 5.11: Porenwasserdruck über die Modelllänge

Die im Rahmen der hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung erhaltene Effektivspannungsverteilung in der Querschnittsabdichtung wird in *Bild 5.12* dargestellt. Hier zeigen sich im Grundsatz gleiche Effektivspannungen wie im Fall nicht gekoppelter Berechnungen nach *Bild 5.7* bei explizitem Ansatz von spezifischen Strömungskräften. Allerdings sind am Modellrandbereich starke Abweichungen von der analytischen Lösung nach Gl. (5.18) zu verzeichnen, die in *Bild 5.12* farblich hervorgehoben sind. Diese Abweichungen sind weder durch eine verfeinerte Diskretisierung noch durch die Variation der Poissonzahl von $0,0 < \nu < 0,499$ zu eliminieren. Eine Ursache konnte trotz intensiver Bemühungen nicht gefunden werden. Die aus

dem effektiven Spannungszustand und dem Porenwasserdruck berechneten totalen Spannungen sind ergänzend in *Bild 5.13* dargestellt.

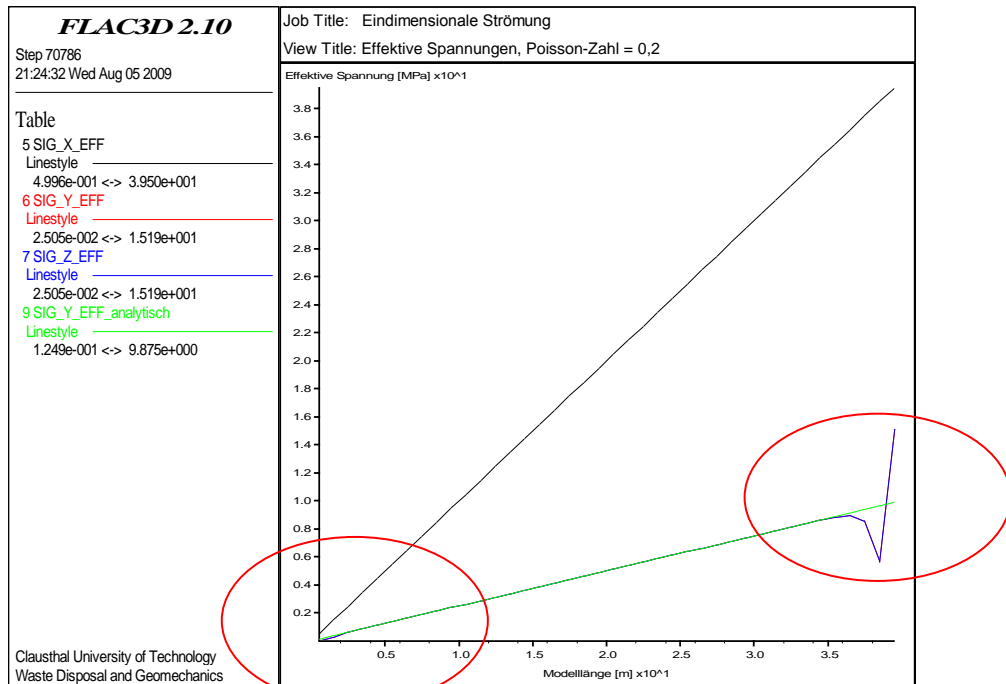


Bild 5.12: Effektive Spannungen über die Modelllänge in Folge der hydraulischen und mechanischen Einwirkungen (unmittelbares Ergebnis aus Flac3D)

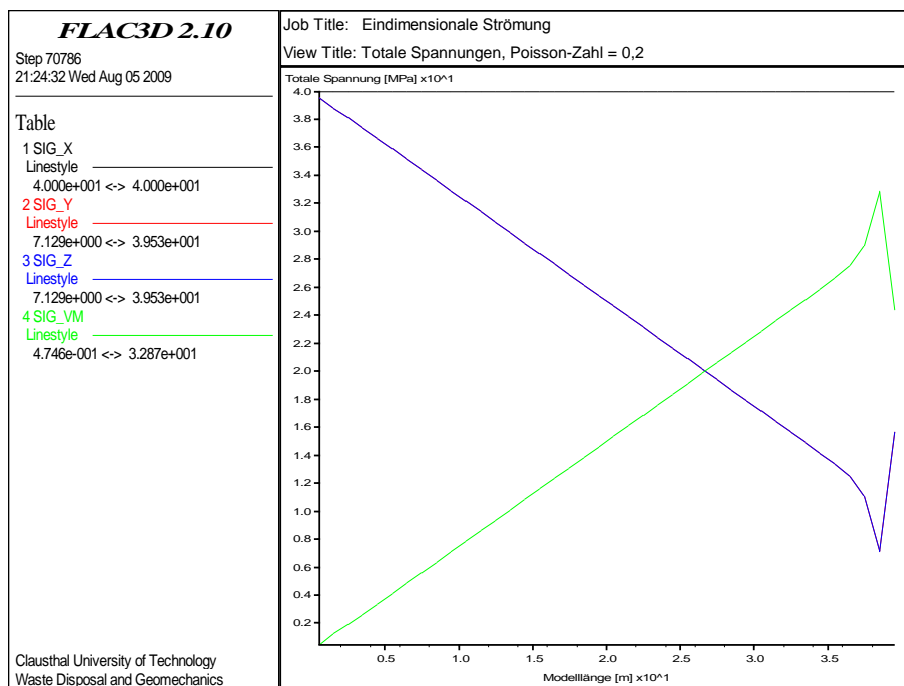


Bild 5.13: Totale Spannungen über die Modelllänge in Folge der hydraulischen und mechanischen Einwirkungen (unmittelbar im Nachlauf berechnetes Ergebnis aus Flac3D)

Entsprechend der mechanischen Beanspruchung am linken Modellrand ergibt sich bei den totalen Spannungen für die in x-Richtung verlaufende horizontale Koordinatenspannung ein über

die Modelllänge konstanter Wert von $\sigma_x = 40,0$ MPa. Die in *Abschnitt 5.3.3.2* vorgestellte Beziehung Gl. (5.19) für den Fall $\nu = 0,2$ gilt für die Berechnung der in y- bzw. z-Richtung verlaufenden Koordinatenspannungen nicht. Ihre Ermittlung erfolgt per Rückrechnung der Gl. (5.1) aus dem effektiven Spannungszustand. Die randlichen Abweichungen von der analytischen Lösung sind entsprechend dem Verlauf der effektiven Spannungen in *Bild 5.12* auch bei den totalen Spannungen in *Bild 5.13* vorhanden.

5.4 Numerische Simulation zu geohydraulisch-geomechanischen Wechselwirkungen am Beispiel eines kreisförmigen Streckenquerschnitts im Teufenbereich potentieller Endlagerstandorte unter Berücksichtigung vortriebsbedingter mechanischer und hydraulischer Beanspruchung

5.4.1 Modellbeschreibung

Umfangreiche Untersuchungen zur Validierung des Stoffmodells *How/Lux-T* durch Vergleich von Berechnungen mit Feldmessdaten aus der *Gallery 1996* in Mont Terri sind im Rahmen eines BMWi-geförderten Forschungsvorhabens durchgeführt und ausgewertet worden, *Lux et al. (2006a)*. Danach ist die Beschränkung auf ein 2D-Modell dann als methodischer Mangel anzusehen, wenn es darum geht, Feldmessdaten und Berechnungsdaten aus Tunnel- bzw. Streckenauffahrungen miteinander zu vergleichen, vgl. *Abschnitt 8*. Hierzu sind 3D-Modelle zu verwenden, mit denen der Vortrieb angenähert realitätsnah simuliert werden kann und demzufolge die berechneten Verformungen in Abhängigkeit vom Stand der Ortsbrust erhalten werden. Diese Berechnungsdaten sind dann den gemessenen Deformationen unter Beachtung der Messbeginns (Nullmessung) gegenüberzustellen.

Für die hier vorgestellte numerische Simulation zu geohydraulisch-geomechanischen Wechselwirkungen am Beispiel eines kreisförmigen Streckenquerschnitts im Teufenbereich potentieller Endlagerstandorte ist daher ein räumliches Gebirgsmodell (3D) verwendet worden. Zunächst werden grundlegende Untersuchungen mit einem generischen 3D-Modell durchgeführt. Für die im Modell verwendeten mechanischen und hydraulischen Kennwerte werden die Verhältnisse des Modellgebietes Süd nach *DBE (2007)* zugrunde gelegt.

Der hinsichtlich seines Tragverhaltens und seiner Beanspruchung analysierte Streckenquerschnitt befindet sich in der Mitte des 3D-Modells, sodass sich in Verbindung mit der relativ feinen Diskretisierung im Zentrum des Berechnungsmodells auf einer Länge von 32 m die

bereits angesprochene räumlich-zeitliche Tragwerksentwicklung und damit auch die Entwicklung der Deformationen grundsätzlich durch einen realitätsnahen sukzessiven abschnittsweisen Ausbruch der Strecke mit einer Abschlagslänge von 2 m pro Tag simulieren lässt.

Bild 5.14 zeigt die rechte Modellhälfte des verwendeten 3D-Berechnungsmodells mit der Diskretisierung. Dabei sind bei dem gewählten Maßstab die verfeinerte Diskretisierung im Bereich der Strecke und im zentralen Bereich des Modells sowie die Lage der einzelnen Referenzquerschnitte zu erkennen.

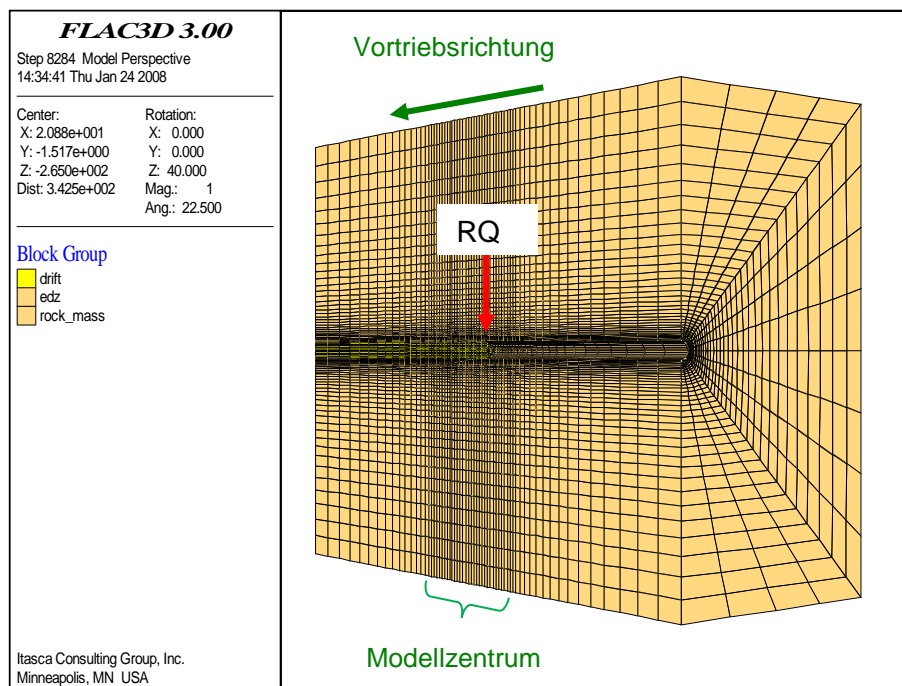


Bild 5.14: 3D-Berechnungsmodell mit Diskretisierung (rechte Modellhälfte), Stand der Ortsbrust bei 2 m (1 Abschlagslänge) nach Durchföhrung des Referenzquerschnittes

Für die Darstellung der ausbruchsbedingten Spannungsumlagerungen in Streckenvortriebsrichtung wird ein Stand der Ortsbrust bei 2 - 3 m nach Durchföhrung des gewählten Referenzquerschnittes angenommen, Bild 5.15.

Die Auswertung der Berechnungsdaten erfolgt damit für einen Referenzquerschnitt RQ im Bereich des Modellzentrums mit der feineren Diskretisierung (= fiktiver Messquerschnitt bei $a = 8$ m bezogen auf den Beginn des Modellzentrums). Auf diese Weise ist es möglich, einerseits die Gebirgsreaktion auf die Streckenaufföhrung bei Annäherung der Ortsbrust, bei Durchgang der Ortsbrust und nach Durchgang der Ortsbrust (*ausbruchsnahes Tragverhalten*) sowie andererseits die Gebirgsreaktion auf die Aufföhrung in der dann nachfolgenden Offenhaltungs(= Betriebs)zeit (*langfristiges Tragverhalten*) rechnerisch detailliert und dem realen Entwicklungsprozess weitgehend folgend zu analysieren.

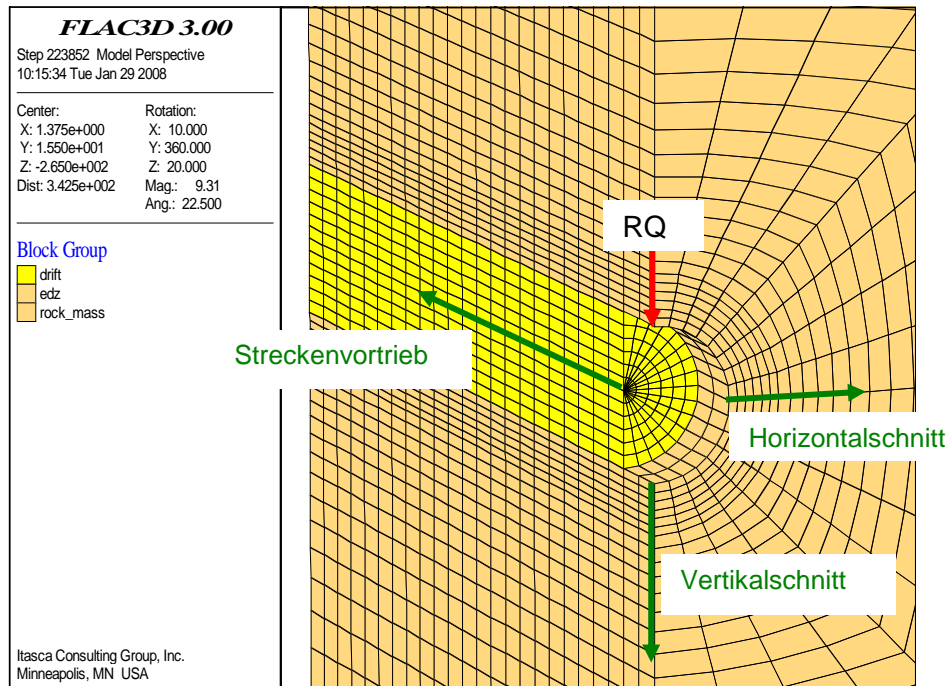


Bild 5.15: 3D-Berechnungsmodell mit Diskretisierung und Darstellung des Referenzquerschnittes RQ (rechte Modellhälfte im Detail), Stand der Ortsbrust bei 2 m (1 Abschalaglänge) nach Durchföhrung von RQ

5.4.2 Materialparameter und Parametervariation

Die nachfolgend vorgestellten Untersuchungen zeigen Berechnungsergebnisse mit Ansatz eines linear-elastischen Stoffmodells nach *Hooke* bei Vorgabe eines isotropen Primärspannungszustandes ($K_0 = 1$). In der gewählten Teufenlage potentieller Endlagerstandorte von $z = 800$ m und einer homogen angesetzten Gesteinsdichte $\rho = 2520 \text{ kg/m}^3$ ergeben sich die Primärspannungen zu $P_V = P_H = P_h = 20,16 \text{ MPa}$. Entgegen den Ausführungen bei *Lux et al. (2006a)* erfolgt zunächst keine tendenzielle Berücksichtigung eines Trennflächengefüges durch eine Abminderung des gewählten Gebirgsverformungsmoduls. Hier werden als Gebirgskennwerte mit $E_V = 7000 \text{ MPa}$ und $\nu = 0,27$ die gemittelten laborativen Gesteinswerte nach *Bock (2008)* angesetzt.

Die hydraulischen Parameter sind der verfügbaren Literatur für das Modellgebiet Süd nach *DBE (2007)* entnommen und wie folgt angesetzt worden: *Biot*-Modul $M = 20000 \text{ MPa}$, *Biot*-Koeffizient $\alpha = 1$, Porosität $n = 0,15$, hydraulische Durchlässigkeit $k_f = 10^{-10} \text{ m/s}$. Als hydraulische Randbedingung wird im Ausgangsmodell vor Vortriebsbeginn eine primäre hydrostatische Porenwasserdruckverteilung angenommen. Auf dem Niveau der Streckenachse ergibt sich somit ein primärer Porendruck von $p_w = 8,0 \text{ MPa}$.

Um einerseits die Gebirgsreaktion auf die Streckenauffahrung bei Annäherung der Ortsbrust, bei Durchgang der Ortsbrust und nach Durchgang der Ortsbrust getrennt nach den geomechanischen und geohydraulischen Einflüssen und damit das ausbruchsnahe Tragverhalten berechnen zu können, sind zu jeder Parametervariation eine allein mechanische und eine allein hydraulische Berechnung durchgeführt worden. Auf der Grundlage dieser Berechnungsergebnisse ist durch den Vergleich mit den Ergebnissen einer hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung die Möglichkeit gegeben, geohydraulisch-geomechanische Wechselwirkungen infolge vortriebsbedingter mechanischer und hydraulischer Belastungen zu detektieren.

Stationäre Strömungsprozesse können für den gewählten Referenzquerschnitt erst nach erfolgter Streckenauffahrung in hinreichend großer Entfernung zur Ortsbrust und damit ohne weitere auffahrungsbedingte Spannungsumlagerungen erwartet werden. Um die Gebirgsreaktion auf die Auffahrung in der dann nachfolgenden Offenhaltungs- (= Betriebs)zeit (*zeitabhängiges Tragverhalten*) rechnerisch detailliert analysieren zu können, sind im Rahmen dieser Untersuchungen nur hydraulische und hydro-mechanisch gekoppelte Berechnungen mit einer angesetzten maximalen hydraulischen Zeit von $t = 10a$ durchgeführt worden.

Bezugnehmend auf die in *Abschnitt 3* vorgestellten laborativen Untersuchungsergebnisse ist vor dem Hintergrund der Aufgabenstellung der Sachverhalt zu berücksichtigen, dass sowohl die stationäre Kriechrate (viskoses Materialverhalten) wie auch die Festigkeit des Gesteins / des Gebirges durch den Wassergehalt beeinflusst werden. Da die nachfolgend vorgestellten numerischen Simulationen mit Berücksichtigung eines hydro-mechanisch gekoppelten Materialverhaltens hinsichtlich der Rechenzeit sehr zeitaufwändig sind, wird in diesem Abschnitt im Rahmen erster Untersuchungen bewusst auf den Ansatz eines die viskosen Materialeigenschaften beschreibenden Stoffmodells verzichtet.

Weiterführende generische Untersuchungen zur Validierung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* mit Berücksichtigung geohydraulisch-geomechanischer Wechselwirkungen sind in *Abschnitt 8* mit dem Berechnungsmodell der *Gallery 1996* in Mont Terri durchgeführt worden.

5.4.3 Berechnungsannahmen, Vorstellung und Diskussion der Ergebnisse

5.4.3.1 Berechnungsansatz 1: Berücksichtigung vortriebsbedingter mechanischer und hydraulischer Belastungen auf das Streckentragverhalten

Zunächst sind die mechanischen und hydraulischen Zustandsgrößen im Referenzquerschnitt infolge des Streckenvortriebs in getrennten Berechnungen ermittelt worden.

(a) Mechanische Zustandsgrößen

Die *Bilder 5.16* und *5.17* zeigen Berechnungsergebnisse, die für die mechanische Situation mit dem linear-elastischen Stoffmodell nach *Hooke* bei isotropem Primärspannungsansatz ($K_0 = 1$) erhalten worden sind. In der gewählten Teufenlage von $z = 800$ m ergeben sich bei einer angesetzten Gesteinsdichte von $\rho = 2520 \text{ kg/m}^3$ die Primärspannungen zu $P_V = P_H = P_h = 20,16 \text{ MPa}$. *Bild 5.16* zeigt die primäre Spannungsverteilung im betrachteten Referenzquerschnitt von der Streckenkontur im Stoßbereich ausgehend in einem Schnitt horizontal in das Gebirge hinein. Eine marginale Abweichung von der analytisch berechneten Primärspannung am Modellrand ist für den im Zonenschwerpunkt angegebenen Spannungszustand zu beobachten, bedingt durch die mit zunehmenden Abstand zur Streckenkontur in ihrer Größe zunehmenden Zonen.

Zur Darstellung der vortriebsbedingt zunehmenden mechanischen Beanspruchung im Streckenbereich zeigt *Bild 5.17* die durch einen realitätsnah simulierten abschnittsweisen Ausbruch der Strecke von 2 m pro Tag im Berechnungsmodell im betrachteten Referenzquerschnitt erhaltene Sekundärspannungsverteilung zum Zeitpunkt $t = 0$ d (Ortsbrust am Stand des RQ), $t = 1,5$ d (Stand der Ortsbrust bei 3 m), $t = 3$ d (Stand der Ortsbrust bei 6 m) und $t = 37$ d (Streckenausbruch nach 74 m abgeschlossen), ebenfalls entlang eines horizontalen Schnitts in das Gebirge.

Es wird deutlich, dass die berechnete Vergleichsspannung im betrachteten Referenzquerschnitt zum Zeitpunkt $t = 0$ noch nicht das maximale Beanspruchungsniveau erreicht hat. Zu diesem Zeitpunkt werden wesentliche Anteile der ausbruchsbedingten Umlagerungskräfte noch über die Ortsbrust abgetragen (räumliche Tragwirkung). Bedingt durch weitere streckenvortriebsbedingte Spannungsumlagerungen und mit größerer Entfernung der Ortsbrust zunehmend geringerer räumlicher Tragwirkung nimmt das Beanspruchungsniveau mit fortschreitendem Streckenausbruch zu. Sogar bis zum Zeitpunkt $t = 37$ d mit einem Abstand der Ortsbrust von ca. 74 m zum Referenzquerschnitt ist im Vergleich eine weitere, wenngleich auch nur noch geringe Zunahme der Vergleichsspannung zu beobachten. Der Einfluss von vortriebsinduzierten Spannungsumlagerungen ist somit nicht auf einen Bereich von nur wenigen Metern zu begrenzen.

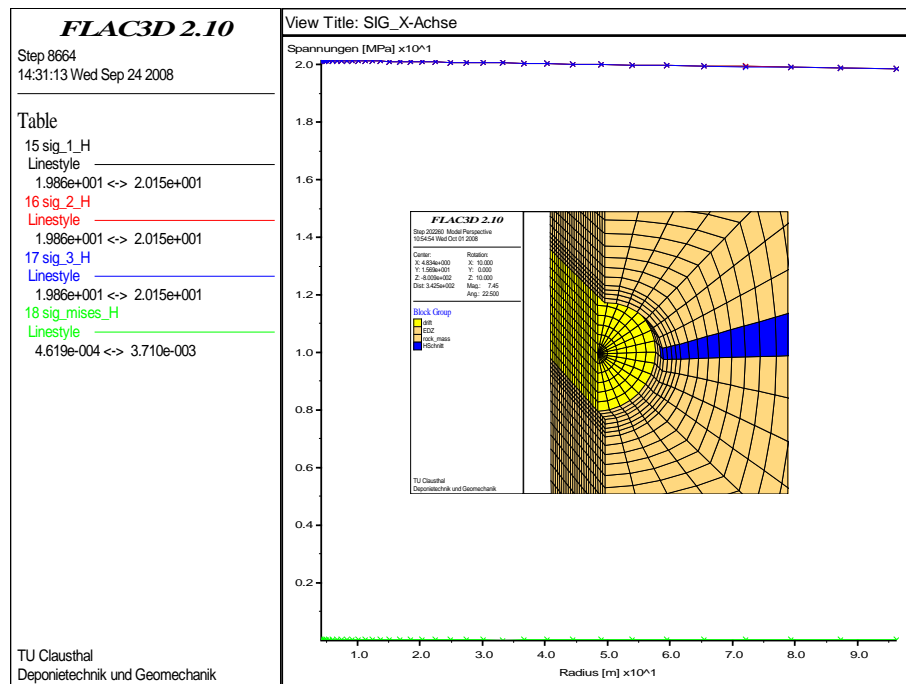


Bild 5.16: Linear-elastisch ermittelte Hauptspannungsverteilung von der Streckenkantur am Stoßbereich horizontal in das Gebirge hinein, Primärspannungszustand

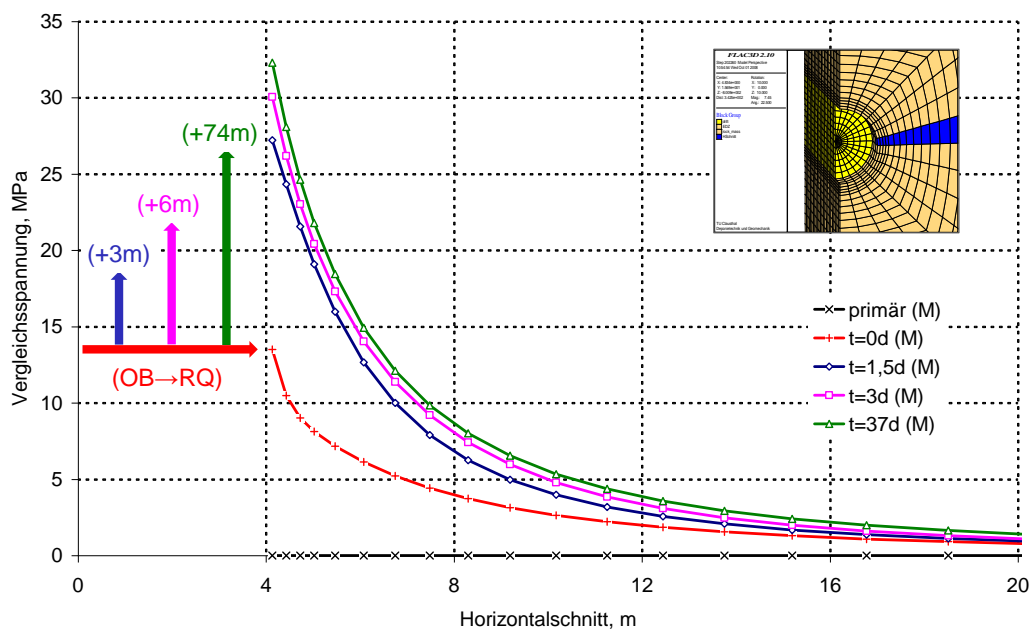


Bild 5.17: Linear-elastisch ermittelte Vergleichsspannungen von der Streckenkantur am Stoßbereich in das Gebirge hinein, abhängig von dem Stand der Ortsbrust nach Durchfahrung von RQ

Um dem Einfluss der vortriebsbedingten Belastung auf das Streckentragverhalten weiter nachzugehen, wird an dieser Stelle eine weitere Darstellung eingeführt. Gezeigt werden die Berechnungsergebnisse bei variiert Ortsbrustlage für einen Horizontalschnitt, der von der Ortsbrust

des betrachteten Referenzquerschnitts RQ bei $a = 8$ m ausgeht und in Richtung der Streckenachse verläuft, *Bild 5.18*.

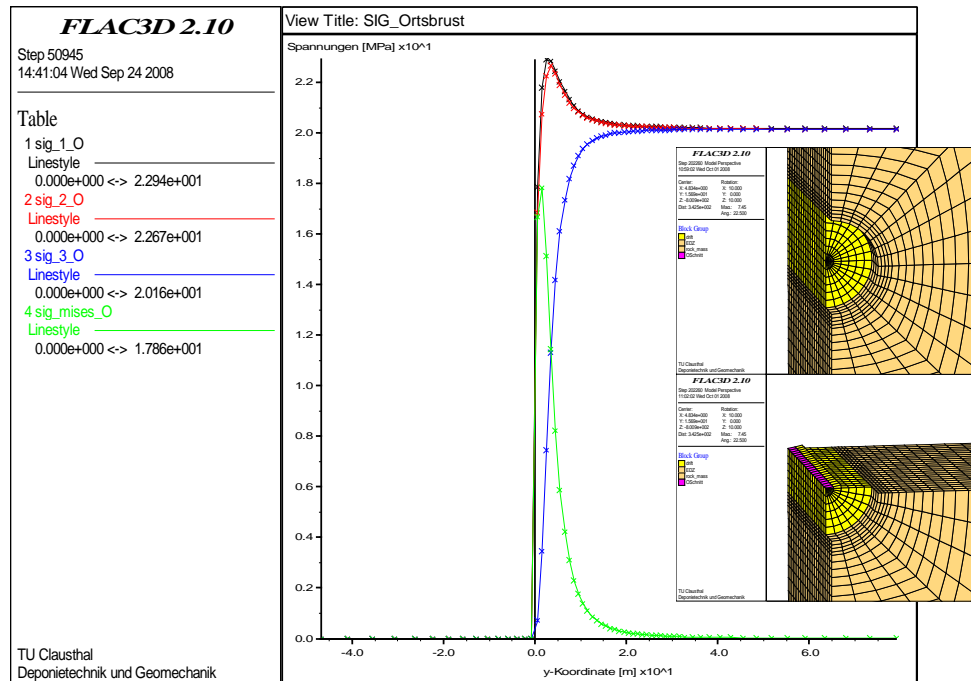


Bild 5.18: Linear-elastisch ermittelte Hauptspannungsverteilung über die gesamte Streckenlänge im Horizontalschnitt in Streckenvortriebsrichtung, Stand der Ortsbrust bei 8 m vor Durchfahrung des RQ

Auf diese Weise ist es möglich, zusätzlich zu dem in *Bild 5.17* dargestellten Sachverhalt einerseits die Gebirgsreaktion auf die Streckenauffahrung bei Annäherung der Ortsbrust, bei Durchgang der Ortsbrust und nach Durchgang der Ortsbrust (\rightarrow *ausbruchsnahes Tragverhalten*) sowie andererseits die Gebirgsreaktion auf die Auffahrung in der dann nachfolgenden Offenhaltungszeit (\rightarrow *zeitabhängiges Tragverhalten*) rechnerisch detailliert darzustellen.

Bild 5.19a zeigt hierzu die mit dem linear-elastischen Stoffmodell berechnete Vergleichsspannung im Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung für den feiner diskretisierten Bereich mit einer Länge von 32 m zu unterschiedlichen Auffahrungszeitpunkten und zwar vor Durchfahren des Betrachtungs-(Referenz-)querschnitts bei unterschiedlichen Abständen zur jeweiligen Ortsbrust. *Bild 5.19b* gibt Aufschluss über den Beanspruchungszustand in einem ausgewählten Streckenbereich. Hier zeigt sich ein sich systematisch wiederholender Beanspruchungsverlauf, der dem Ausbruch der Ortsbrust in Streckenvortriebsrichtung vorausläuft. Dementsprechend erklärt sich der Verlauf der zunehmenden Vergleichsspannungen im Referenzquerschnitt in *Bild 5.19a* mit Annäherung der Ortsbrust. Bei Erreichen des Referenzquerschnitts wird eine Vergleichsspannung von $\sigma_v = 18,0$ MPa erhalten.

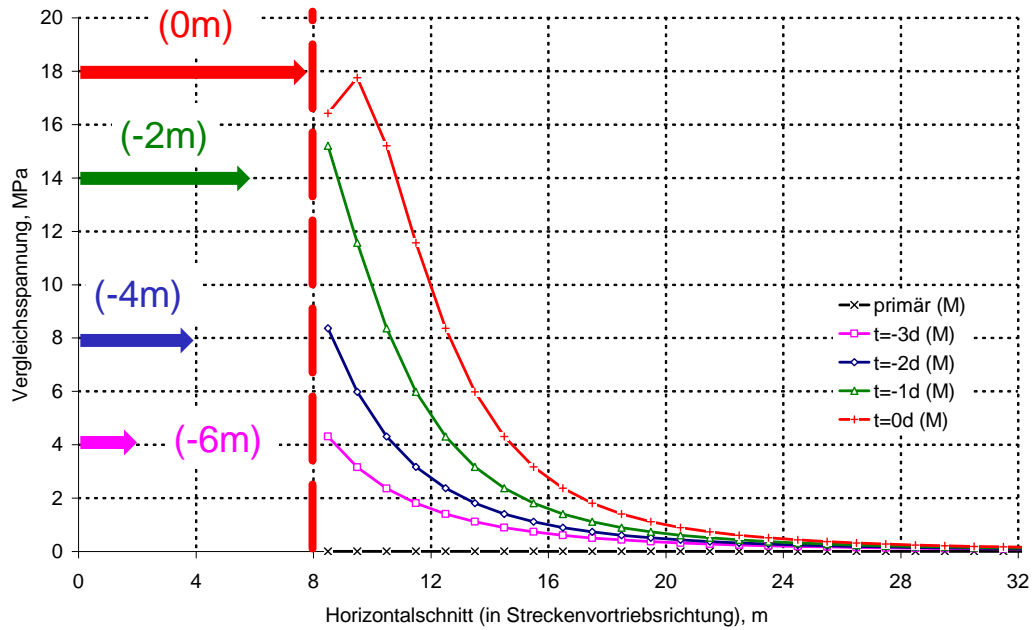


Bild 5.19a: Linear-elastisch ermittelte Vergleichsspannung am RQ im Horizontalschnitt von der Ortsbrust in Streckenvortriebsrichtung, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchfahrung des RQ

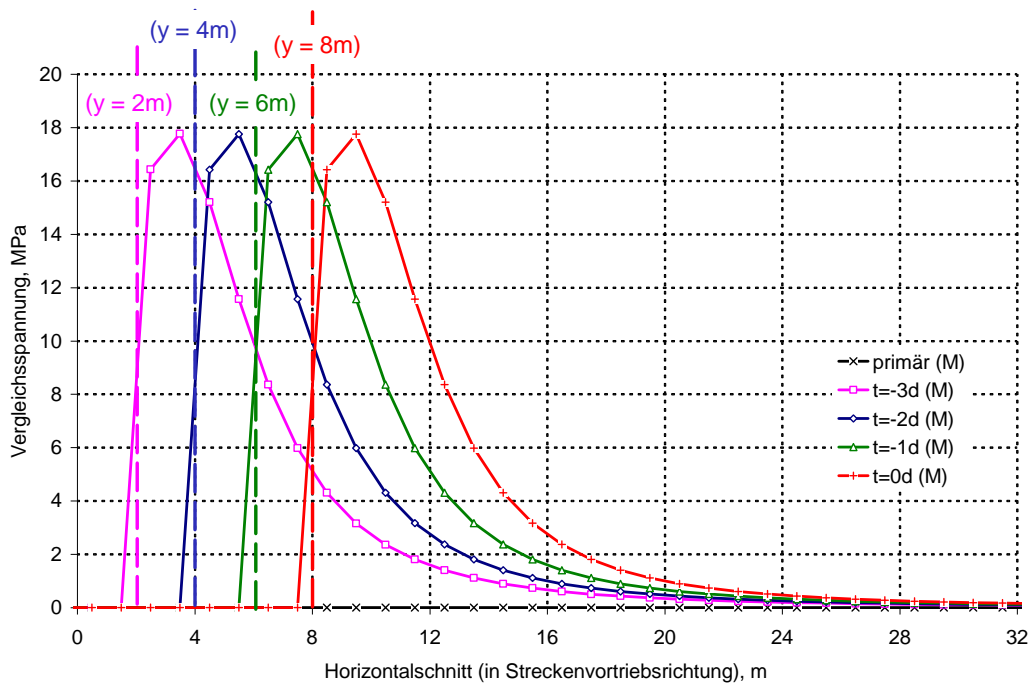


Bild 5.19b: Linear-elastisch ermittelte Vergleichsspannung für einen ausgewählten Streckenbereich im Horizontalschnitt von der Ortsbrust in Streckenvortriebsrichtung, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchfahrung des RQ

(b) Hydraulische Zustandsgrößen

Als hydraulische Randbedingung wird im Modell eine hydrostatische Porenwasserdruckverteilung angenommen. Auf dem Niveau der Streckenachse ergibt sich somit ein primärer Porenwasserdruck von $p_w = 8,0$ MPa. Bild 5.20 zeigt mit der schwarzen Kurve die primäre Porenwasser-

druckverteilung am betrachteten Referenzquerschnitt von der Streckenkontur im Stoßbereich horizontal in das Gebirge hinein. Im Hinblick auf die Ermittlung vortriebsbedingter hydraulischer Beanspruchungen auf das Streckentragverhalten zeigt *Bild 5.20* weiterhin zunächst für eine allein hydraulische Berechnung die durch einen realitätsnahen sukzessiven abschnittsweisen Ausbruch der Strecke mit einer Vortriebsgeschwindigkeit von 2 m / Tag im Berechnungsmodell am betrachteten Referenzquerschnitt erhaltenen Porenwasserdruckverteilungen zu verschiedenen Zeitpunkten im horizontalen Gebirgsschnitt ($t = 0$ d (Ortsbrust am Stand des RQ), $t = 1,5$ d (Stand der Ortsbrust bei 3 m), $t = 3$ d (Stand der Ortsbrust bei 6 m) und bei $t = 37$ d (Strecken- ausbruch abgeschlossen)). Daraus ist zu ersehen, dass nach dem Auffahren der Strecke der Porenwasserdruck an der Kontur erwartungsgemäß auf $p_w = 0$ MPa absinkt, allerdings mit einem noch sehr steilen Gradienten konturnah ansteigt und in einer Entfernung von etwa dem 10-fachen Tunnelradius das primäre Porenwasserdruckniveau erreicht. Im Lauf der Zeit sinkt der Porenwasserdruck auch in größerer Entfernung zur Streckenkontur auf ein Niveau, das deutlich unterhalb des primären Porenwasserdruckniveaus liegt (trichterförmige Absenkung bis an die 100 m entfernten Modellgrenzen).

Stationäre Strömungsprozesse ohne weitere auffahrungsbedingte Spannungsumlagerungen sind erst nach erfolgter Streckenauffahrung in hinreichend großer Entfernung der Ortsbrust zum gewählten Referenzquerschnitt zu erwarten, allerdings ist noch offen, wie der Porenwasserdruckverlauf aussieht und wann sich dieser hydraulische Zustand einstellt. *Bild 5.20* zeigt daher zusätzlich die sekundäre Porenwasserdruckverteilung im betrachteten Referenzquerschnitt im Horizontalschnitt mit angesetzten hydraulischen Zeiten von $t = 1$ a und $t = 10$ a. Es ist zu ersehen, dass bei der weiteren Simulation im Zeitbereich von $t = 1$ a bis $t = 10$ a nur noch marginal veränderte Porenwasserdruckverläufe auftreten. Daher wird hier für eine Simulationszeit von $t = 1$ a von annähernd stationären Sickerströmungsprozessen entsprechend der blauen Kurve ausgegangen. Zwei Anmerkungen sollen noch ergänzt werden:

- Die Zeit bis zum Erreichen der stationären Strömung hängt auch von der angesetzten hydraulischen Leitfähigkeit ab, hier charakterisiert durch einen hydraulischen Durchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 10^{-10}$ m/s.
- An der äußeren Modellberandung ist eine hydraulische Randbedingung von $p_w = 8,0$ MPa vorgegeben. Der Porenwasserdruckverlauf im stationären Zustand scheint sich dieser Randbedingung anzugleichen. Es könnte daher sein, dass das hier vorliegende Berechnungsmodell für eine mechanische Berechnung hinreichend groß gewählt worden ist, jedoch nicht für eine hydraulische Berechnung.

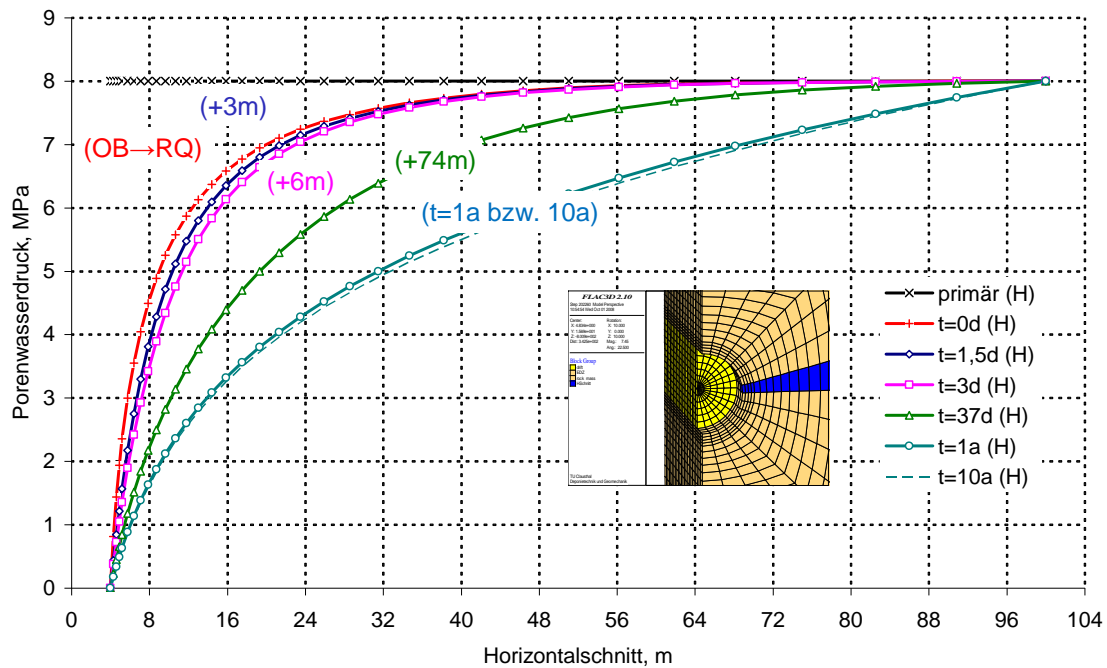


Bild 5.20: Porenwasserdruckverteilung am betrachteten RQ im horizontalen Gebirgsschnitt, abhängig von dem Stand der Ortsbrust

Dass es sich bei den auf den nachfolgenden Bildern dargestellten hydraulischen Zustandsgrößen um streckenvortriebsbedingte transiente Porenwasserdruckumlagerungen handelt, zeigt die Porenwasserdruckverteilung am betrachteten Referenzquerschnitt bei 8 m im Horizontalschnitt von der Ortsbrust in Streckenvortriebsrichtung zu unterschiedlichen Auffahrungszeitpunkten in den Bildern 5.21a,b.

Bild 5.21b gibt Aufschluss über den Beanspruchungszustand in einem ausgewählten Streckenbereich. Hier zeigt sich auch für die hydraulischen Zustandsgrößen und analog zu den mechanischen Zustandsgrößen nach Bild 5.19b ein sich systematisch wiederholender Beanspruchungsverlauf, der dem Ausbruch der Ortsbrust in Streckenvortriebsrichtung vorausläuft. Dementsprechend erklärt sich der Verlauf der Porenwasserdruckverteilung im Referenzquerschnitt in Bild 5.21a mit der Annäherung der Ortsbrust.

Es wird deutlich, dass bereits zum Zeitpunkt $t = -6$ d und damit 12 m vor dem Referenzquerschnitt eine deutliche Porenwasserdruckabnahme stattgefunden hat. Daraus folgt, dass der Streckenvortrieb den Porenwasserdruck eindeutig früher und auch großräumiger beeinflusst als die Gebirgsspannungen nach Bild 5.19.

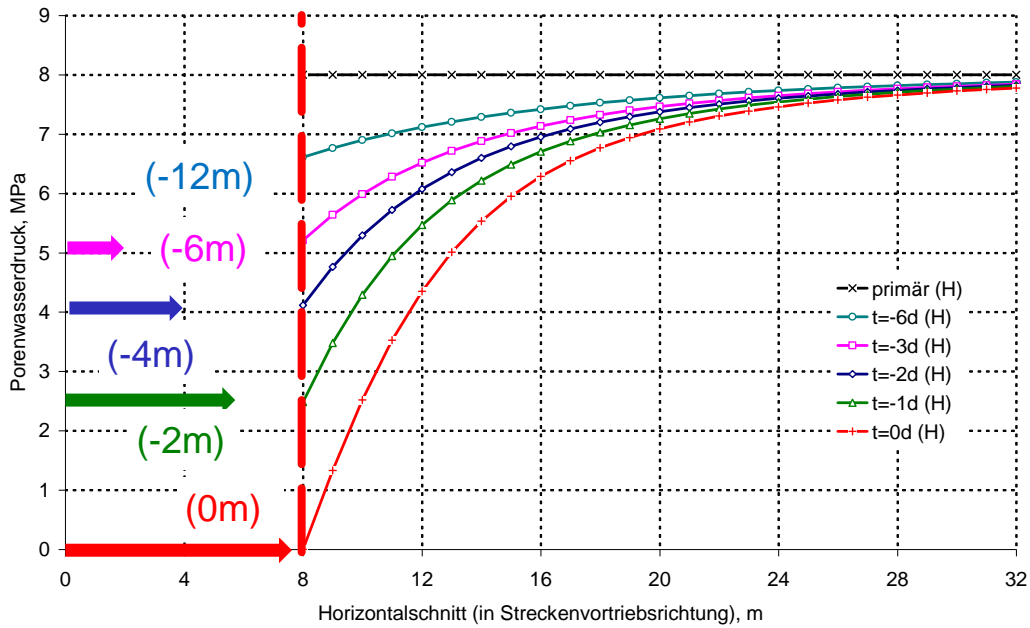


Bild 5.21a: Porenwasserdruckverteilung im Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchfahrung des RQ

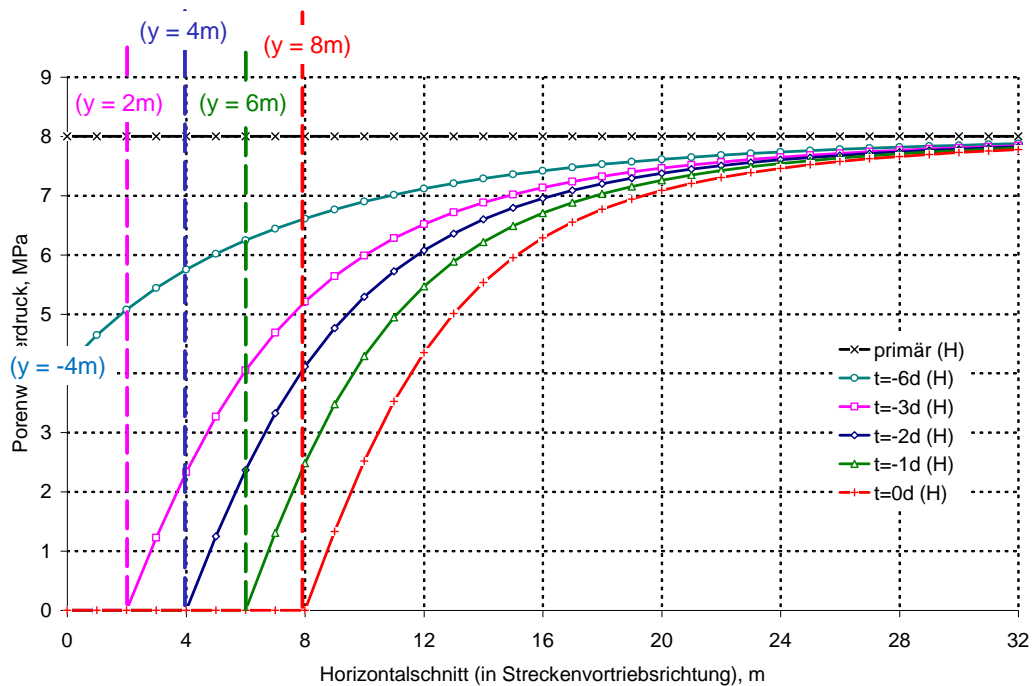


Bild 5.21b: Porenwasserdruckverteilung im Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchfahrung des RQ

Die aus der Veränderung der hydraulischen Verhältnisse resultierenden Einflüsse auf die mechanischen Spannungs- und Verformungszustände werden in einer weiteren Berechnung ermittelt und zwar in einer rechnerischen Simulation mit einer hydro-mechanischen Kopplung. Dazu

erfolgt rechentechnisch nach jedem Ausbruch zunächst eine elastische Balancierung im Berechnungsmodell (=linear-elastische Ermittlung der Zustandsgrößen aus den jeweiligen ausbruchsbedingten Lasten). Aufgrund der Tatsache, dass der Vorgang der elastischen Spannungsumlagerung in der Realität instantan und somit zeitunabhängig stattfindet, werden bei der elastischen Balancierung keine Strömungsprozesse zugelassen (set fluid off).

Nach erfolgter elastischer Balancierung werden die Strömungsprozesse im Berechnungsmodell reaktiviert (set fluid on) und entsprechend der gewählten Vortriebsgeschwindigkeit von 2 m / Tag über eine hydraulische Zeit von $t = 24$ h simuliert. Die als Reaktion auf die elastische Balancierung entstandenen Porenwasserüberdrücke werden nun entsprechend dem vorliegenden Potentialgefälle sowie den angenommenen hydraulischen Modellrandbedingungen durch eine Porenwasserströmung abgebaut. Dabei werden in jedem Zeitschritt die aus der Veränderung der hydraulischen Verhältnisse resultierenden Einflüsse auf die mechanischen Spannungs- und Verformungszustände gekoppelt ermittelt.

Bild 5.22 zeigt dazu die primäre und die sekundäre Porenwasserdruckverteilung am betrachteten RQ in einem querschlägigen horizontalen Schnitt. Ein Vergleich mit dem in *Bild 5.20* dargestellten Verlauf des Porenwasserdruckes zum Zeitpunkt $t = 1a$ zeigt einen annähernd gleichartigen Porenwasserdruckverlauf bei nur hydraulischer und bei hydro-mechanisch gekoppelter Berechnung. Hier ist allerdings bereits deutlich zu sehen, dass die hydro-mechanisch gekoppelte Berechnung im Vergleich mit den Berechnungsdaten einer lediglich hydraulischen Berechnung einerseits sowohl den gleichen Porenwasserdruckverlauf im Gebirgsausschnitt anstrebt, andererseits jedoch dafür augenscheinlich eine längere Simulationszeit benötigt.

Wird die bei einem realitätsnahen sukzessiven abschnittswisen Ausbruch der Strecke von 2 m / Tag für den betrachteten Referenzquerschnitt erhaltene Porenwasserdruckverteilung aus der hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung im horizontalen Schnitt mit entsprechenden Ergebnissen der hydraulischen Berechnung verglichen, so wird deutlich, dass die Porenwasserdruckverläufe grundsätzlich der im vorhergehenden Abschnitt beschriebenen Tendenz folgen, *Bild 5.23*. Während die mit einer hydraulischen Berechnung erhaltenen Porenwasserdruckverteilungen im Gebirge bereits bei Ortsbrustdurchfahrt des betrachteten Referenzquerschnitts zum Zeitpunkt $t = 0$ d (H) auch in weiter entfernten Gebirgsbereichen schon eine deutliche Porenwasserdruckabsenkung aufweisen, sind bei einer hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung zum selben Zeitpunkt $t = 0$ d (HM) eher nur im Streckennahbereich deutliche Porenwasserdruckabsenkungen zu beobachten.

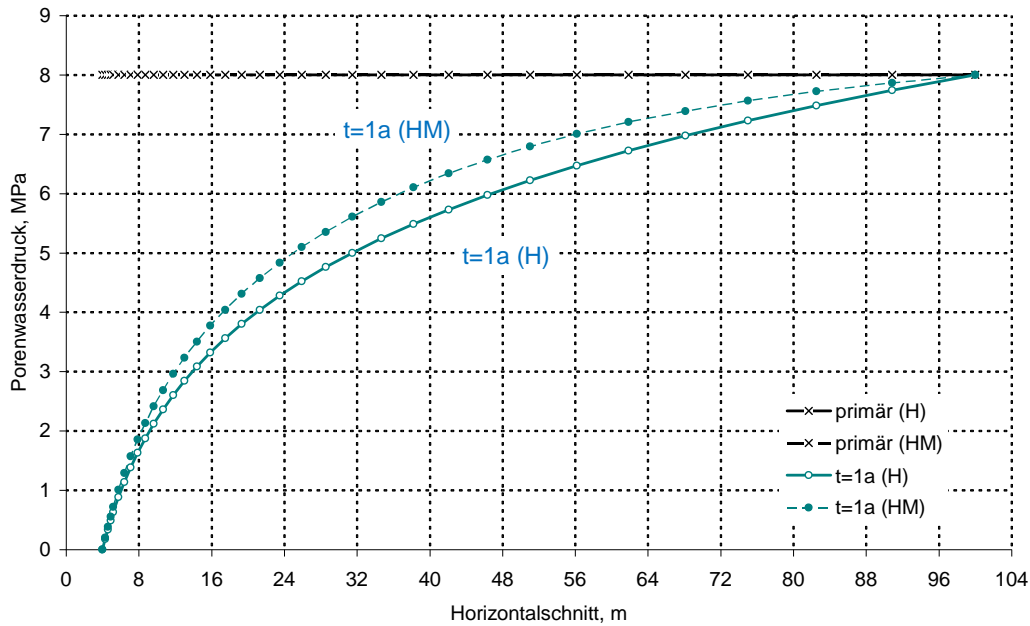


Bild 5.22: Primäre und sekundäre Porenwasserdruckverteilung im betrachteten RQ im querschlägigen Horizontalschnitt als Ergebnis einer hydraulischen und einer hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung

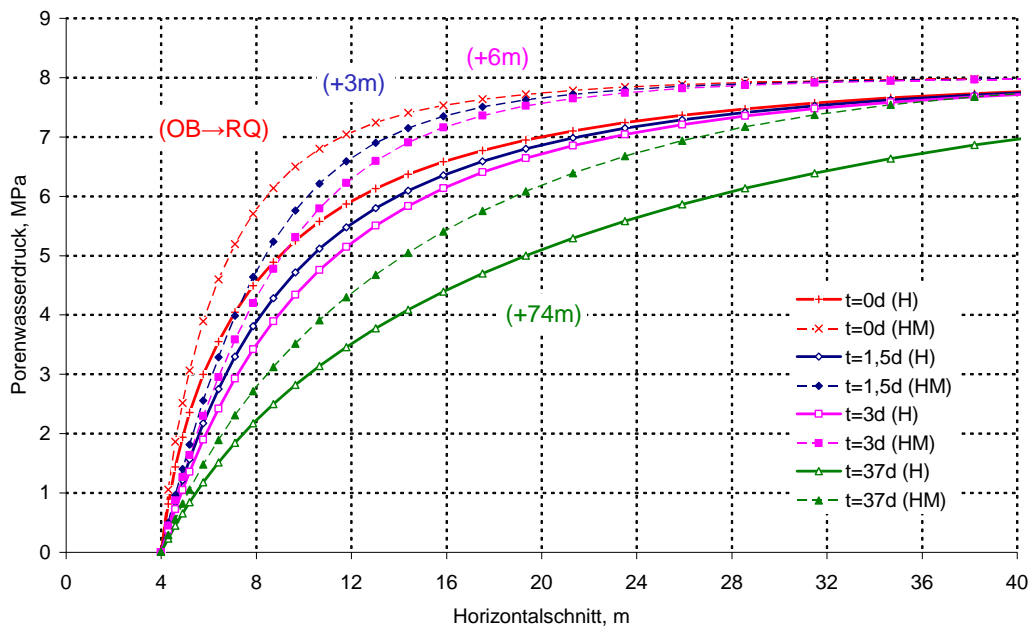


Bild 5.23: Gegenüberstellung der aus einer hydraulischen und aus einer hydro-mechanisch gekoppelten Simulation erhaltenen Porenwasserdruckverteilung am betrachteten RQ in einem horizontalen Gebirgsschnitt, abhängig vom Stand der Ortsbrust

Um die aus der Veränderung der hydraulischen Verhältnisse resultierenden Einflüsse auf die mechanischen Spannungs- und Verformungszustände zu ermitteln, wird der hydro-mechanisch gekoppelt berechnete Verlauf der effektiven Hauptspannungen im Horizontalschnitt zum Zeitpunkt $t = 1,5 \text{ d}$ wird in Bild 5.24 dargestellt. Zu erinnern ist an dieser Stelle daran, dass Bean-

spruchungsintensität und Gebirgsdeformationen aus den effektiven Spannungen folgen, während die totalen Spannungen und die Porenwasserdrücke die vorgegebenen mechanischen und hydraulischen Randbedingungen einhalten müssen (Qualitätskontrolle). Zum Vergleich sind die aus dem effektiven Spannungszustand und dem Porenwasserdruck berechneten totalen Spannungen ebenfalls in *Bild 5.24* dargestellt.

Exemplarisch wird an dieser Stelle auf die Unterschiede in den berechneten Spannungszuständen am Beispiel des in *Bild 5.25* dargestellten Verlaufs der Minimalspannungen σ_3 und der Maximalspannungen σ_1 eingegangen. Dabei nehmen die effektiven Hauptspannungen und die daraus resultierenden totalen Hauptspannungen an der Streckenkontur dieselben Zahlenwerte an, bedingt durch die hydraulische Randbedingung mit Vorgabe des auf einen Zahlenwert von $p_w = 0$ MPa reduzierten Porenwasserdrucks.

An den Modellrandbereichen liegen die totalen Hauptspannungen auf dem Niveau der primären Gebirgsspannungen von $p_G = 20$ MPa. Die effektiven Hauptspannungen nehmen dagegen entsprechend Gl. (5.1) Zahlenwerte an, die um den primären Porenwasserdruck von $p_w = 8,0$ MPa reduziert sind. Damit ergeben sich für die effektiven Hauptspannungen Zahlenwerte von $\sigma_{1\text{eff}} = \sigma_{2\text{eff}} = \sigma_{3\text{eff}} = 12$ MPa.

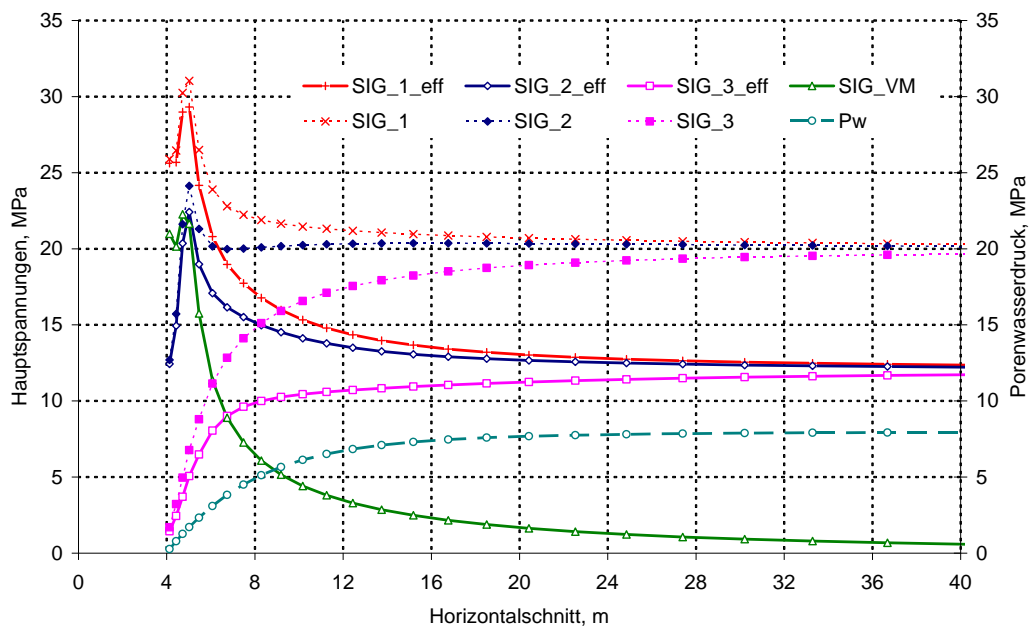


Bild 5.24: Darstellung der effektiven und totalen Hauptspannungen im Horizontalschnitt

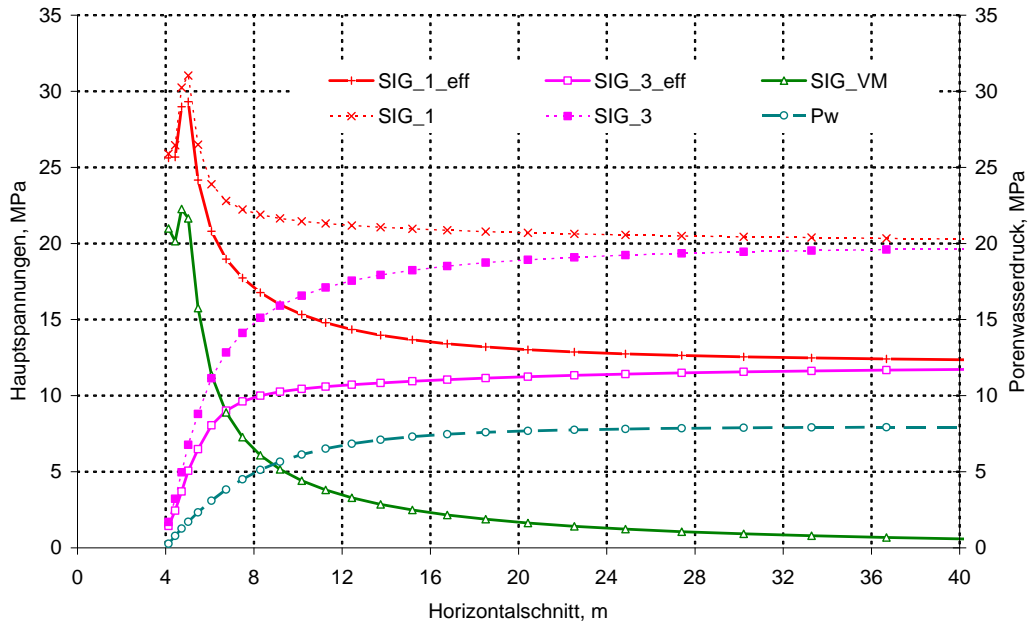


Bild 5.25: Darstellung der minimalen und maximalen Hauptspannungen im Horizontalschnitt

Die Berücksichtigung des Porenwasserdrucks im mechanischen Beanspruchungszustand führt dann auch zu veränderten Ausnutzungsgraden η'_B . Den in den nachfolgenden Bildern 5.26 und 5.27 dargestellten Ausnutzungsgraden η'_B liegt die *Mohr-Coulomb*'sche Bruchhypothese zugrunde. Die Ausnutzungsgrade η'_B werden wie folgt berechnet, Gl. (5.24) bis Gl. (5.26):

$$\eta'_B = \frac{\sigma_{VM}}{\beta} = \frac{\sigma_{VM}}{\sigma_{1\beta} + \sigma_3} \quad (5.24)$$

$$\sigma_{1\beta} = 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\varphi} - \sigma_3' \cdot N_\varphi \quad (5.15)$$

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (5.26)$$

η'_B Ausnutzungsgrad, -

σ_{VM} Deviatorspannung von *MISES*, MPa

c Kohäsion, MPa

φ Winkel der inneren Reibung, °

Die verwendeten Scherfestigkeitsparameter für Opalinuston sind *NTB 02-03 (2002b)* entnommen und werden hier mit einer Kohäsion von $c = 8,6$ MPa und einem Reibungswinkel von $\varphi = 24,6^\circ$ angenommen.

In *Bild 5.26* wird entsprechend Gl. (5.24) an der Kontur kurz nach der Durchföhrung des Referenzquerschnitts RQ ein extremer Zahlenwert von $\eta'_B = 0,73$ erhalten. Es ist zu beobachten, dass die aus den effektiven Hauptspannungen berechneten Ausnutzungsgrade η'_B im konturnahen Bereich mit einem Abstand von einem Durchmesser $d = 8$ m zur Streckenkantur auf eine größere bezogene Gebirgsbeanspruchung föhren als sie über die mit den totalen Gebirgsspannungen berechneten Ausnutzungsgrade η_B ausgewiesen wird. Die berechnete zeitabhängige Veränderung des Porenwasserdruckes im Bereich des betrachteten Referenzquerschnitts föhrt ebenso auch nach Abklingen der streckenvortriebsbedingten mechanischen Spannungsumlagerungen zum Zeitpunkt $t = 1$ a zu unterschiedlichen Ausnutzungsgraden η'_B , *Bild 5.27*. Die in *Bild 5.26* ausgewiesene Differenz bei der Gebirgsbeanspruchung ist in *Bild 5.27* nur noch marginal vorhanden. In ihrer maximalen Intensität ist die Gebirgsbeanspruchung jedoch von η'_B ($t=1,5d$) $\approx 0,75$ auf η'_B ($t=1a$) $\approx 1,0$ gestiegen. Als Grund für den Abbau der ausgewiesenen Differenz bei der Gebirgsbeanspruchung ist der fortlaufende Strömungsprozess hin zur Streckenkantur zu nennen, der eine zeitabhängige Reduzierung des Porenwasserdruckes bedingt.

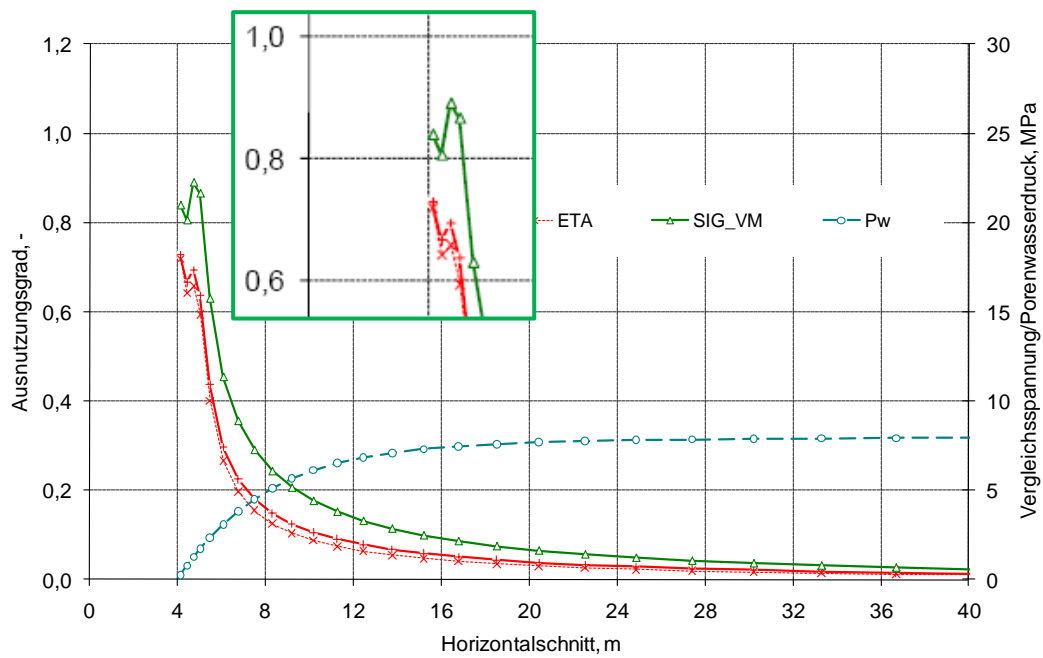


Bild 5.26: Hydro-mechanisch gekoppelt berechnete Ausnutzungsgrade im Horizontalschnitt, Stand der Ortsbrust bei 3 m nach Durchföhrung von RQ

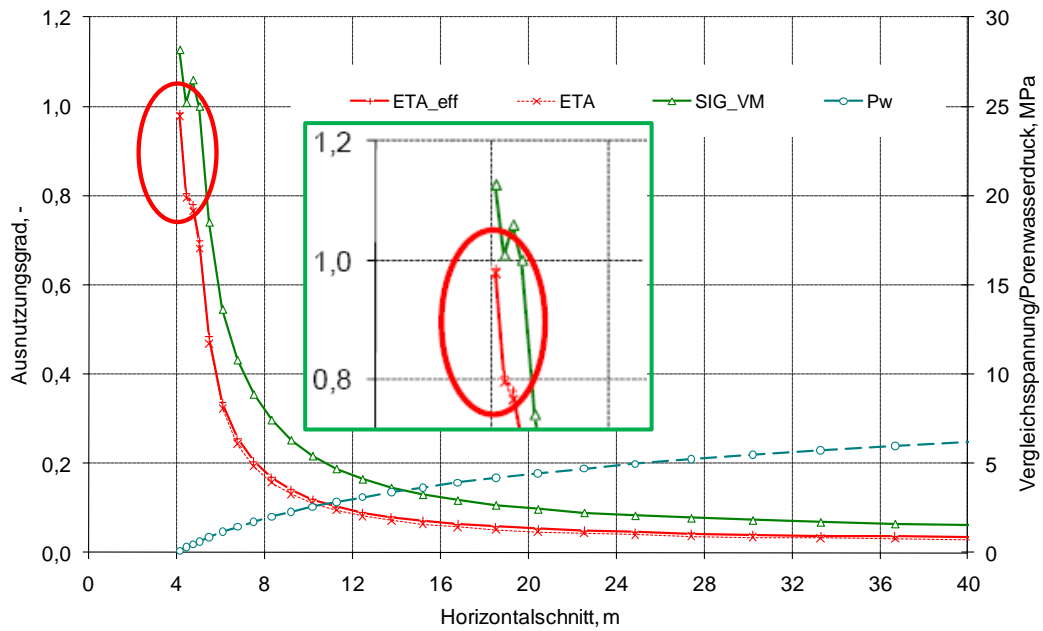


Bild 5.27: *Hydro-mechanisch gekoppelt berechnete Ausnutzungsgrade im Horizontalschnitt, Endzustand und mit angenäherten stationären Strömungsprozessen nach einer Berechnungszeit von $t = 1 a$*

Bei den bislang vorgestellten Ergebnissen der hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung sind an der Streckenkontur keine Porenwasserdrücke oberhalb des hydrostatischen Spannungszustandes zu beobachten. Im Gegensatz dazu zeigen In-situ-Beobachtungen nach *Blümling et al. (2005)* konturnah einen deutlich messbaren zeitweiligen Porenwasserdruckanstieg über das hydrostatische Niveau hinaus, der sich dann jedoch im Lauf der Zeit abbaut.

Damit stellt sich die Frage, ob der in situ beobachtete Effekt bei der rechnerischen Simulation gegebenenfalls vor Durchführung des gewählten Referenzquerschnitts im konturnahen Gebirgsbereich zu beobachten ist und welche Abhängigkeiten von mechanischen und hydraulischen Parametern bestehen.

Bild 5.28a zeigt hier für eine Entfernung der Ortsbrust zum gewählten Referenzquerschnitt von noch bis zu 6 m (3d) keine entsprechenden Befunde. Lediglich bei einer Entfernung der Ortsbrust von 12 m zum betrachteten Referenzquerschnitt (6d) ist ein Porenwasserdruck ausgewiesen, der marginal oberhalb des hydrostatischen Druckniveaus liegt. Damit stellt sich die Frage, ob dieser Einfluss etwa auf die Messwertermittlung zurückzuführen, ob der Porenwasserdruck knotenpunktbezogen oder zonenbezogen ermittelt wird? *Bild 5.28b* zeigt dazu die jeweiligen Wertepaare im Vergleich. Dabei zeigt sich, dass die bei einer Entfernung der Ortsbrust von 12 m zum betrachteten Referenzquerschnitt ermittelten Porenwasserdrücke oberhalb des hydrostatischen Spannungszustandes auch bei einer zonenbezogenen Auswertung der Berechnungsergebnisse zu beobachten sind.

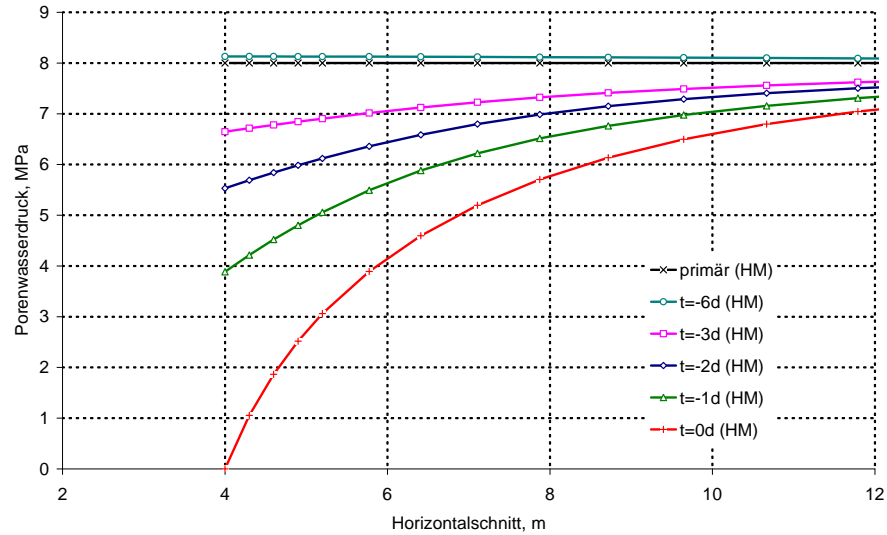


Bild 5.28a: *Hydro-mechanisch gekoppelt berechnete Porenwasserdruckverteilung (Knotenpunkte) am betrachteten RQ im horizontalen Gebirgsschnitt, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchführung des RQ*

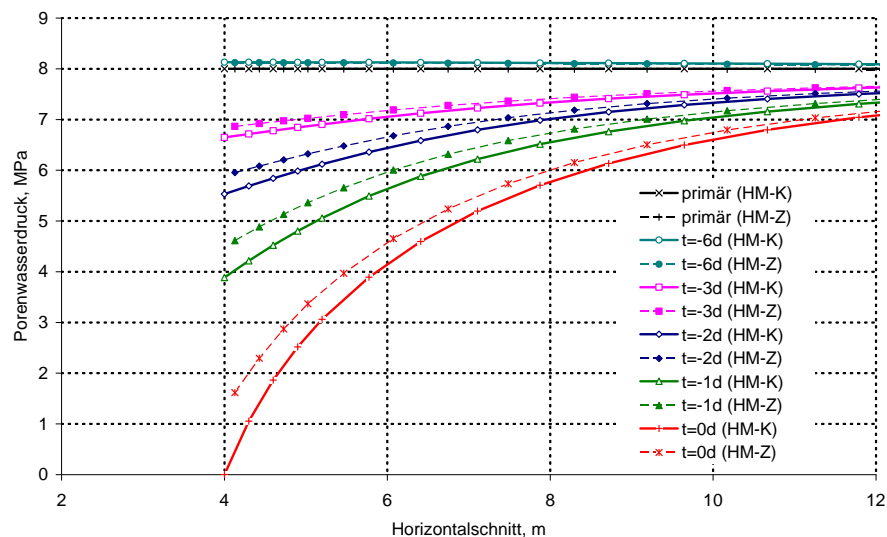


Bild 5.28b: *Hydro-mechanisch gekoppelt berechnete Porenwasserdruckverteilung (Knotenpunkte (K), Zonenschwerpunkte (Z)) am betrachteten RQ im horizontalen Gebirgsschnitt, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchführung des RQ*

Allerdings liegen in Bild 5.28b die Werte für die betrachtete Porenwasserdruckverteilung unterhalb des hydrostatischen Spannungszustandes, die zonenbezogen ermittelt worden sind, hier immer oberhalb der Werte, die knotenpunktbezogen ermittelt worden sind, was darauf zurückgeführt werden kann, dass die Zwangsbedingung $p_w = 0$ MPa an der Ortsbrust knotenbezogen angesetzt wird. Der Porenwasserdruck nimmt nun in Richtung des Gebirges zu. Aufgrund der Tatsache, dass die für eine Zone ermittelten Werte immer im Zonenschwerpunkt angegeben werden und damit weiter im Gebirge liegen als die zum Vergleich herangezogenen knotenpunkt-

bezogenen Berechnungsergebnisse, ist die in *Bild 5.28b* zu ersehende Tendenz eindeutig auf die unterschiedlichen Bezugspunkte im Hinblick auf die Entfernung zur Ortsbrust zurückzuführen.

Damit stellt sich die Frage, ob der in *Abschnitt 5.2.2* beschriebene Zusammenhang zwischen Porenwasserdruckverteilung und volumetrischer Gebirgsdeformation ε_{vol} grundsätzlich vorhanden ist, wenn auch nicht nach Gl. (5.8) quantifizierbar.

Dazu zeigt *Bild 5.29* die volumetrische Deformation in einem Horizontalschnitt im Stoß in Abhängigkeit vom Stand der Ortsbrust. Aus einer mechanischen Berechnung folgt bei Annäherung der Ortsbrust an den betrachteten Referenzquerschnitt eine elastische Kompression/Kompaktion des konturnahen Gebirgsbereichs. Bei Erreichen des Referenzquerschnitts bei $t = 0$ d ist ein Maximum an Kompression zu verzeichnen. Nach Ortsbrustdurchfahrt kann die Gebirgskontur in den Streckenbereich konvergieren. Demzufolge wird hier für $t = 1$ d eine elastische Dilatation berechnet, *Bild 5.29*.

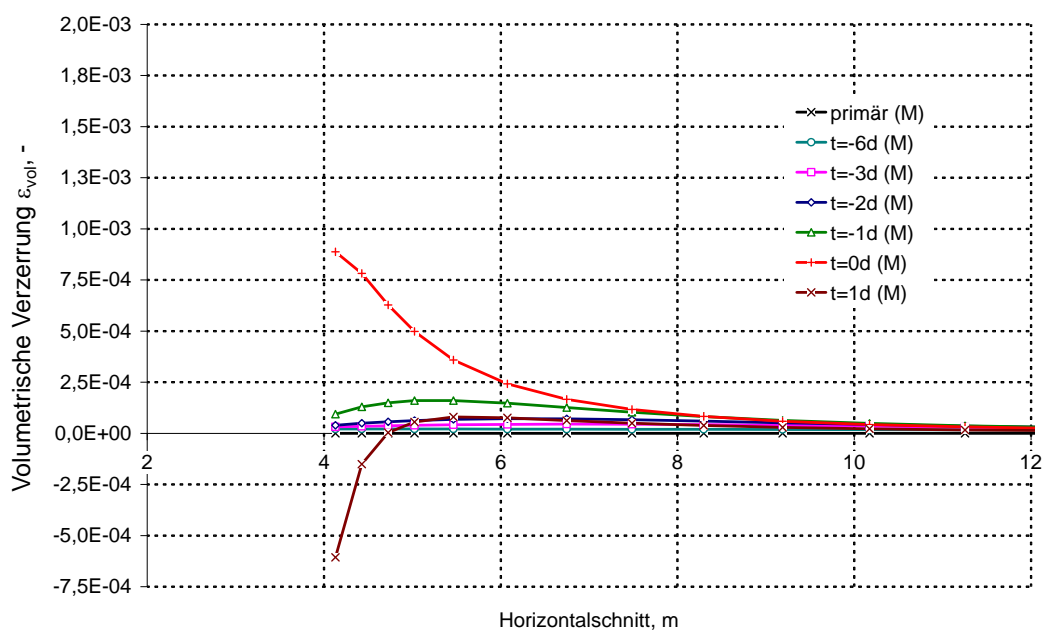


Bild 5.29: Mechanisch berechnete volumetrische Gebirgsdeformation ε_{vol} am betrachteten RQ im horizontalen Gebirgsschnitt, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor und nach Durchfahrt des RQ

Eine mechanisch berechnete Kompression der Gebirgsmatrix bedingt nach Gl. (5.8) einen Anstieg des Porenwasserdruckes im jeweiligen Gebirgselement. Ebenso führt eine mechanisch berechnete elastische Dilatation in einem Gebirgselement zu einer Porenwasserreduzierung, vgl. *Abschnitt 5.2.2*. Der in *Bild 5.28* dargestellte Porenwasserdruckverlauf ist damit allerdings nicht nachzuvollziehen, da es sich bei dem verwendeten Berechnungsansatz nicht um ein geschlossenes System wie in *Abschnitt 5.2* handelt. Daher ist die Vereinfachung der Gl. (5.3) hier nicht

zulässig. Bild 5.29 zeigt zur Ergänzung die hydro-mechanisch gekoppelt berechnete volumetrische Gebirgsdeformation ε_{vol} am betrachteten Referenzquerschnitt im horizontalen Gebirgsschnitt, abhängig von dem Stand der Ortsbrust, unterschieden in elastische Balancierung (HM-EL) und Strömungsprozess (HM).

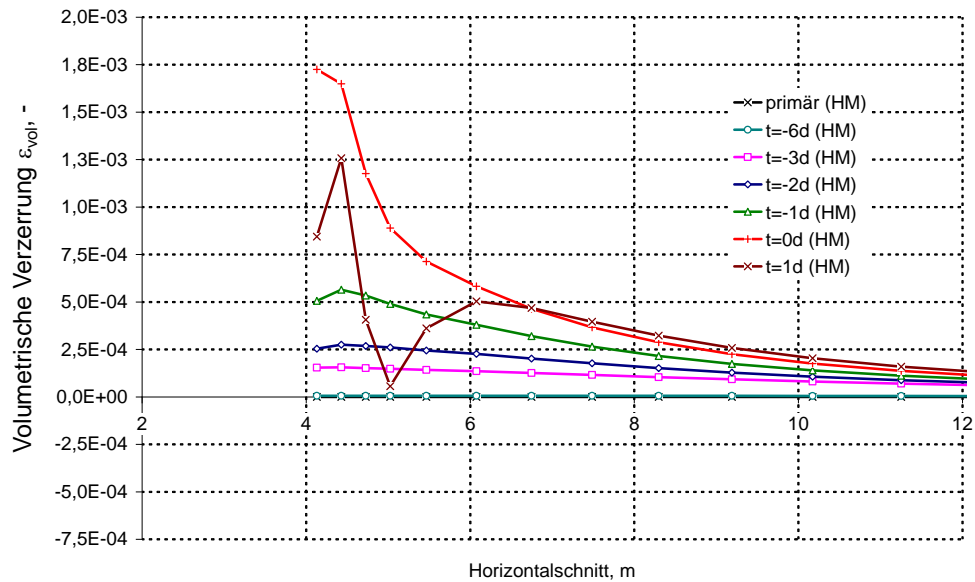


Bild 5.30: Hydro-mechanisch gekoppelt berechnete volumetrische Gebirgsdeformation ε_{vol} am betrachteten RQ im horizontalen Gebirgsschnitt, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor und nach Durchfahrung des RQ

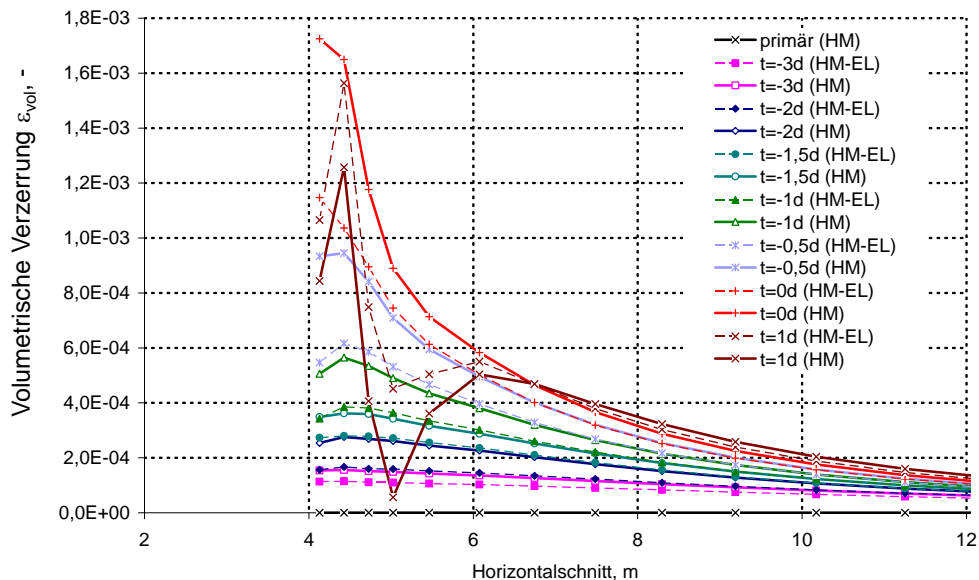


Bild 5.31: Hydro-mechanisch gekoppelt berechnete volumetrische Gebirgsdeformation ε_{vol} am betrachteten RQ im horizontalen Gebirgsschnitt, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor und nach Durchfahrung des RQ, unterschieden in elastische Balancierung und Strömungsprozess

Aus der Darstellung der berechneten volumetrischen Gebirgsverzerrung ε_{vol} am betrachteten RQ im horizontalen Gebirgsschnitt lässt sich die Änderung des Gebirgsverzerrungszustandes für jeden Zwischenschritt der Berechnung ableiten, also unterschieden in elastische Balancierung und 24 h Strömungsprozess, *Bild 5.32*. Aus dieser Darstellung lässt sich das Vorzeichen und somit die Art des Deformationsprozesses - Kompression mit einem positiven Vorzeichen oder Dilatation mit einem negativen Vorzeichen - detailliert zuordnen.

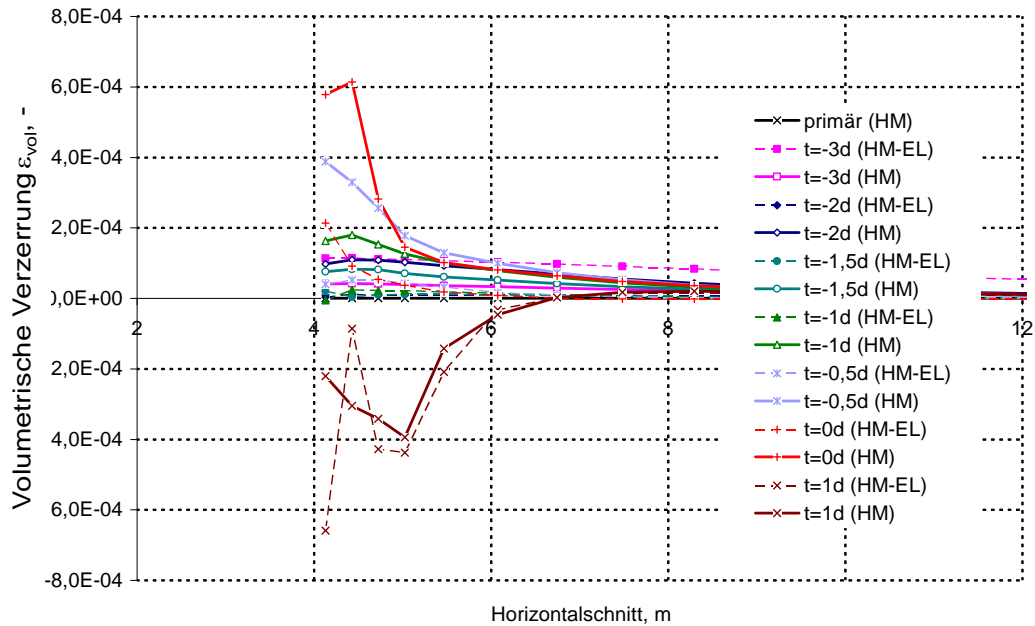


Bild 5.32: Hydro-mechanisch gekoppelt berechnete volumetrische Gebirgsdeformation $\Delta\varepsilon_{vol}$ am betrachteten RQ im horizontalen Gebirgsschnitt, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor und nach Durchfahrung des RQ, unterschieden in elastische Balancierung und Strömungsprozess

Auch bei der hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung folgt bei Annäherung der Ortsbrust an den betrachteten Referenzquerschnitt eine Kompression des konturnahen Gebirgsbereichs, ebenso ist bei Erreichen des Referenzquerschnitts bei $t = 0$ d ein Maximum an Kompression zu verzeichnen, das betragsmäßig deutlich größer ist als bei der lediglich mechanischen Berechnung. Nach Ortsbrustdurchfahrt kann die Gebirgskontur in den Streckenbereich konvergieren. Demzufolge wird auch hier sowohl für die elastische Balancierung wie auch für die 24 h Simulation mit Fluidströmung bei $t = 1$ d eine Dilatation berechnet.

Nachstehend erfolgt ein Vergleich der berechneten Porenwasserdruckänderungen und der berechneten Änderungen der Vergleichsspannungen. Dabei beinhalten die Berechnungskurven zum Zeitpunkt $t = -3$ d für die elastische Balancierung sowohl in *Bild 5.32* wie auch in den *Bildern 5.33* und *5.34* eine Addition sämtlicher bislang durch die Auffahrung induzierter Verän-

derungen der volumetrischen Verzerrungen und der bis dato erfolgten Porenwasserdruckumlagerungen sowie des primären Spannungszustandes.

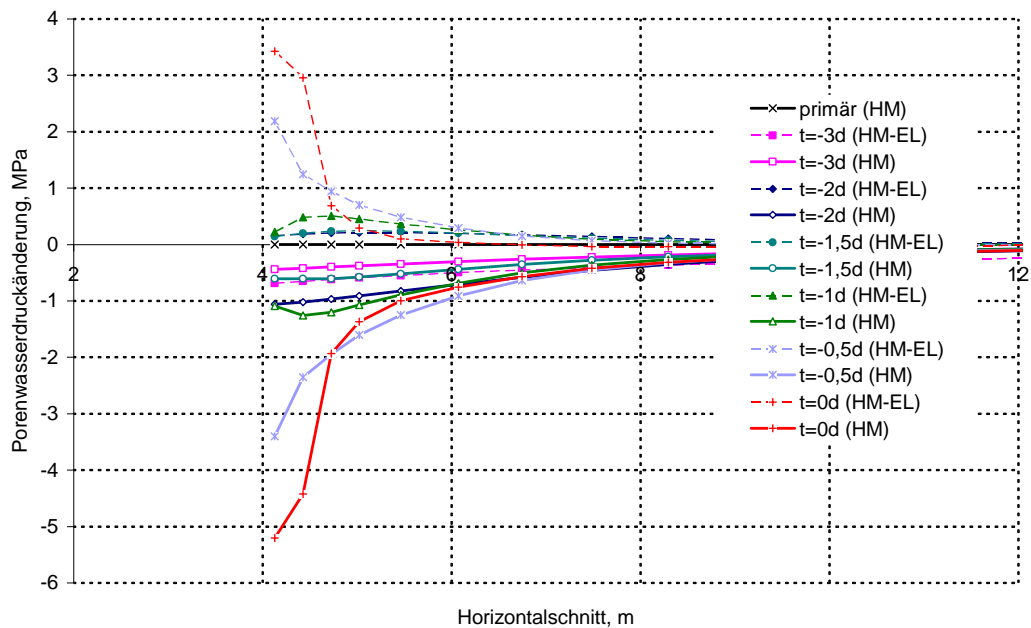


Bild 5.33: Hydro-mechanisch gekoppelt berechnete Porenwasserdruckänderung am betrachteten RQ im horizontalen Gebirgsschnitt, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchfahrung des RQ, unterschieden in elastische Balancierung und Strömungsprozess

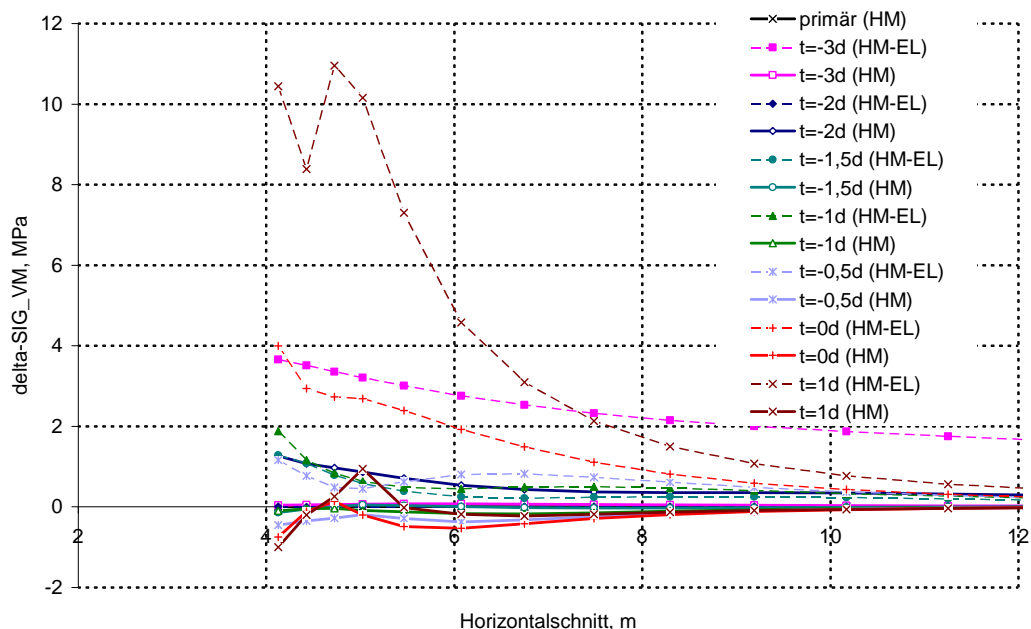


Bild 5.34: Hydro-mechanisch gekoppelt berechnete Änderung der Vergleichsspannungen am betrachteten RQ im horizontalen Gebirgsschnitt, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchfahrung des RQ, unterschieden in elastische Balancierung und Strömungsprozess

Aus der Darstellung in *Bild 5.33* ist zu erkennen, dass die elastische Balancierung nach dem erfolgten Streckenausbruch für die betrachteten Zeitpunkte vor Erreichen der Ortsbrust immer zu einer Porenwasserdruckerhöhung führt. Ebenso ist hieraus abzuleiten, dass der Prozess der über 24 h simulierten Fluidströmung zu einer Reduzierung des Porenwasserdruckes führt.

Aus einem Vergleich der in *Bild 5.32* für den Spannungszustand bei $t = 0$ d nach einem Strömungsprozess von 24 h ermittelten Kompression mit der in *Bild 5.33* dargestellten Porenwasserdruckreduzierung fällt auf, dass diese Befunde nicht mit dem entsprechend Gl. (5.8) beschriebenen Sachverhalt in Übereinstimmung sind, sondern eher im Gegensatz dazu stehen. Dieses wenig plausible Ergebnis konnte bislang weder auf einen Fehler bei der Dateneingabe oder bei der Auswertung der Berechnungsdaten zurückgeführt noch konnte eine Erklärung gefunden werden.

Es bleibt anzunehmen, dass die Verformungsmöglichkeit der Ortsbrust in den Hohlraum hinein bei Annäherung an den betrachteten Referenzquerschnitt den vorstehend beschriebenen Sachverhalt überdurchschnittlich beeinflusst. Eine entsprechende Aufarbeitung der Berechnungsdaten für die ortsbrustvorlaufenden Spannungsumlagerungen soll daher nachstehend erfolgen.

Die *Bilder 5.35a/b* zeigen eine Gegenüberstellung der aus einer hydraulischen und aus einer hydro-mechanisch gekoppelten Simulation erhaltenen Porenwasserdruckverteilung im Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchfahrung des gewählten Referenzquerschnitts. Hier ist erkennbar, dass bei der hydro-mechanisch gekoppelten Simulation im Gebirgsbereich vor der Ortsbrust in einem Abstand von 2 m – 4 m in Streckenvortriebsrichtung im Vergleich deutlich geringere Porenwasserdrücke berechnet werden. In einem Abstand von > 4 m vor der Ortsbrust in Streckenvortriebsrichtung ergeben sich jedoch deutlich höhere Porenwasserdrücke als in der hydraulischen Berechnung ermittelt werden, *Bild 5.35b*.

Porenwasserdrücke oberhalb des hydrostatischen Spannungszustandes, die den In-situ-Beobachtungen nach *Blümling et al. (2005)* zumindest in der Tendenz entsprechen, sind nur marginal und auch erst ortsbrustvorlaufend in einem Abstand von 2 d zu erkennen.

Damit ergibt sich dann die Frage, ob für die vorstehend beschriebenen ortsbrustvorlaufenden Spannungsumlagerungen der in *Abschnitt 5.2.2* beschriebene Zusammenhang zwischen Porenwasserdruckverteilung und volumetrischer Gebirgsdeformation ε_{vol} nicht doch grundsätzlich identifizierbar ist, auch wenn er mit den hier erhaltenen Berechnungsergebnissen nicht unter Ansatz von Gl. (5.8) quantifizierbar ist. Die *Bilder 5.36a/b* zeigen dazu die allein mechanisch berechnete volumetrische Gebirgsdeformation ε_{vol} im betrachteten Referenzquerschnitt im

Horizontalschnitt von der Ortsbrust in Streckenvortriebsrichtung, abhängig vom Stand der Ortsbrust vor Durchführung des gewählten Referenzquerschnitts.

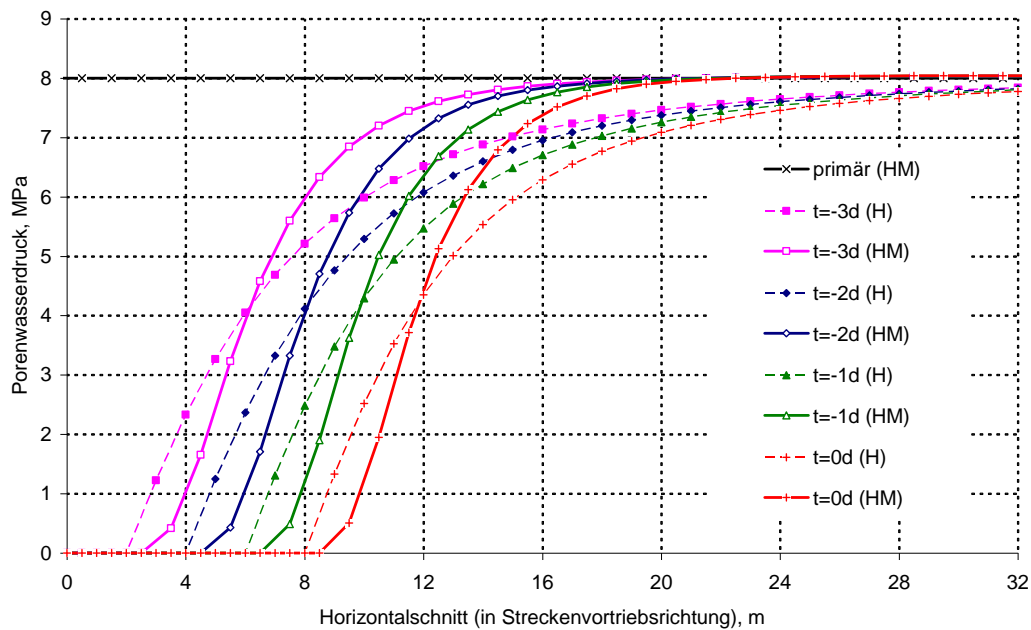


Bild 5.35a: Gegenüberstellung der aus einer hydraulischen und aus einer hydro-mechanisch gekoppelten Simulation erhaltenen Porenwasserdruckverteilung im Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchführung des RQ

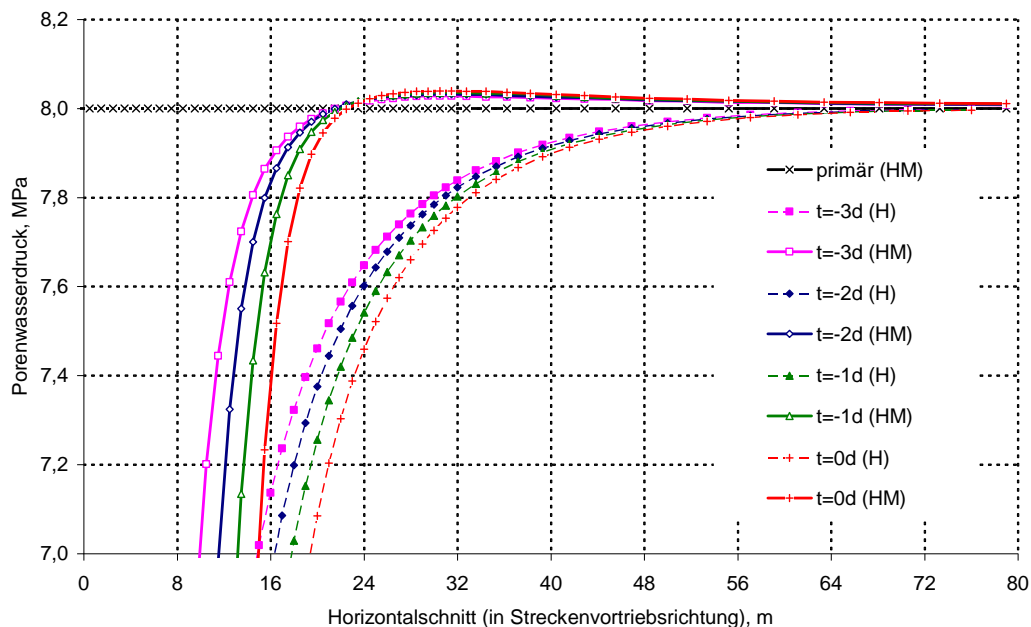


Bild 5.35b: Gegenüberstellung der aus einer hydraulischen und aus einer hydro-mechanisch gekoppelten Simulation erhaltenen Porenwasserdruckverteilung im Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung im Detail, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchführung des RQ

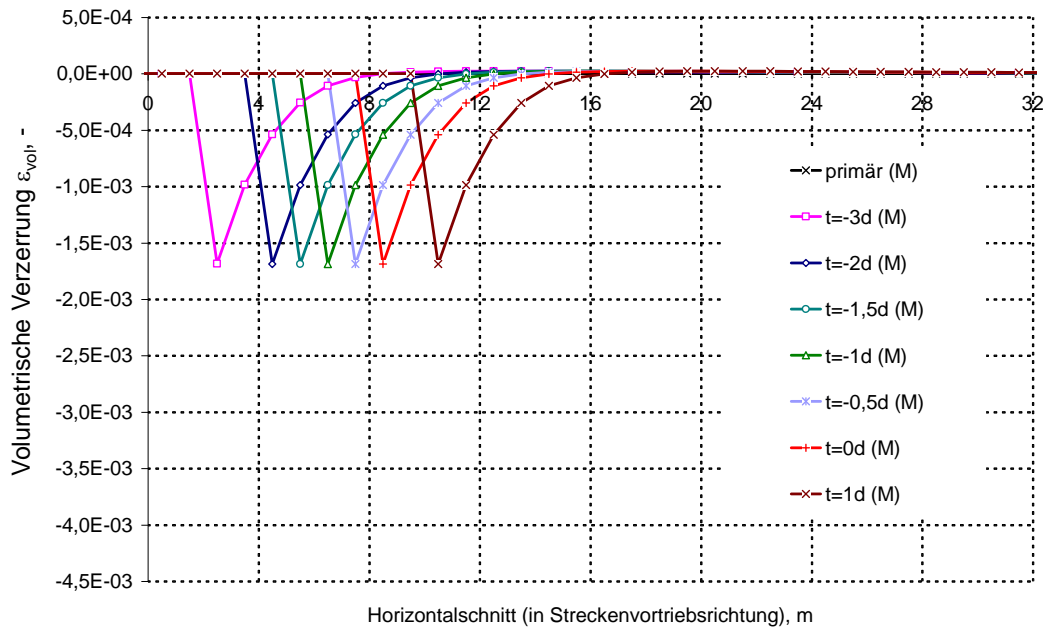


Bild 5.36a: Mechanisch berechnete volumetrische Gebirgsdeformation ε_{vol} am betrachteten RQ im Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchfahrung des RQ

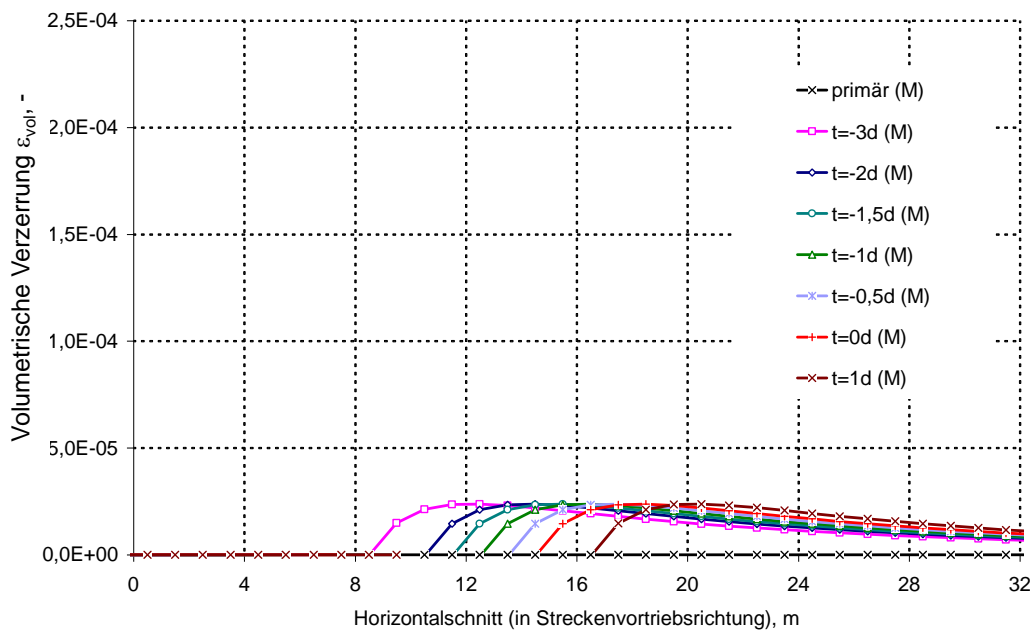


Bild 5.36b: Mechanisch berechnete volumetrische Gebirgsdeformation ε_{vol} am betrachteten RQ im Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung im Detail, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchfahrung des RQ

Erwartungsgemäß wird in Bild 5.36a für die mechanisch berechnete volumetrische Gebirgsdeformation ε_{vol} am betrachteten Referenzquerschnitt im Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung eine elastische Dilatation ausgewiesen, bedingt durch die Deformation der Ortsbrust in den Streckenhohlraum. Allerdings kommt es ortsbrustvorlau-

fend bei einer Entfernung von ca. dem 2-fachem Streckenradius zu einem Übergang der dilatanten Gebirgsdeformationen in den Kompaktionsbereich, *Bild 5.36b*. Daraus ergibt sich die Frage, welchen Einfluss dieser Effekt auf die Berechnungsergebnisse bei einer hydro-mechanischen Kopplung hat?

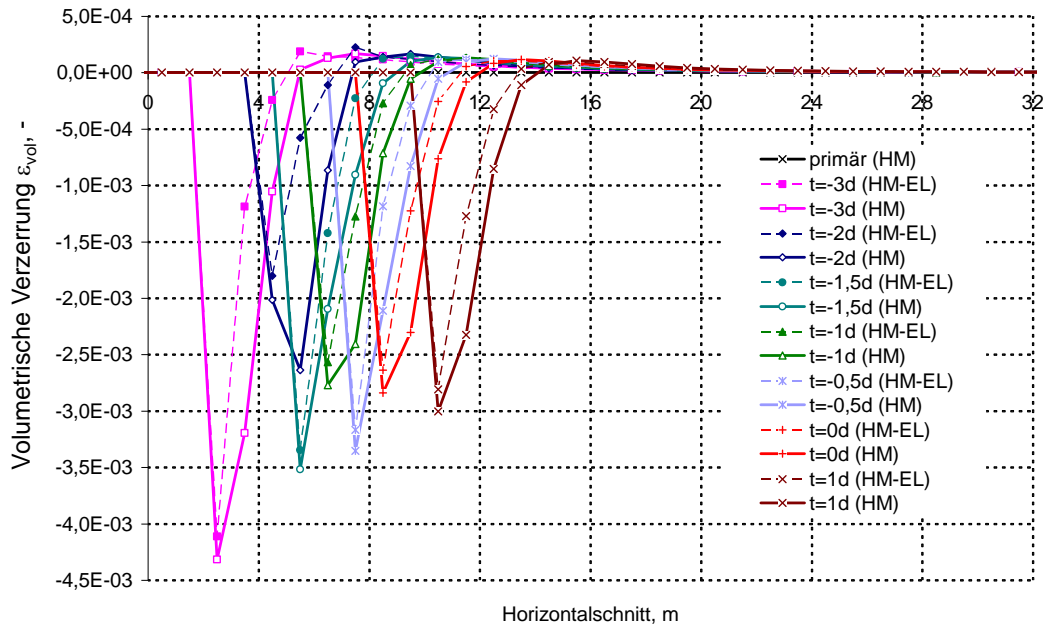


Bild 5.37a: Hydro-mechanisch gekoppelt berechnete volumetrische Gebirgsdeformation ϵ_{vol} am betrachteten RQ im Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchfahrung des RQ, unterschieden in elastische Balancierung und Strömungsprozess

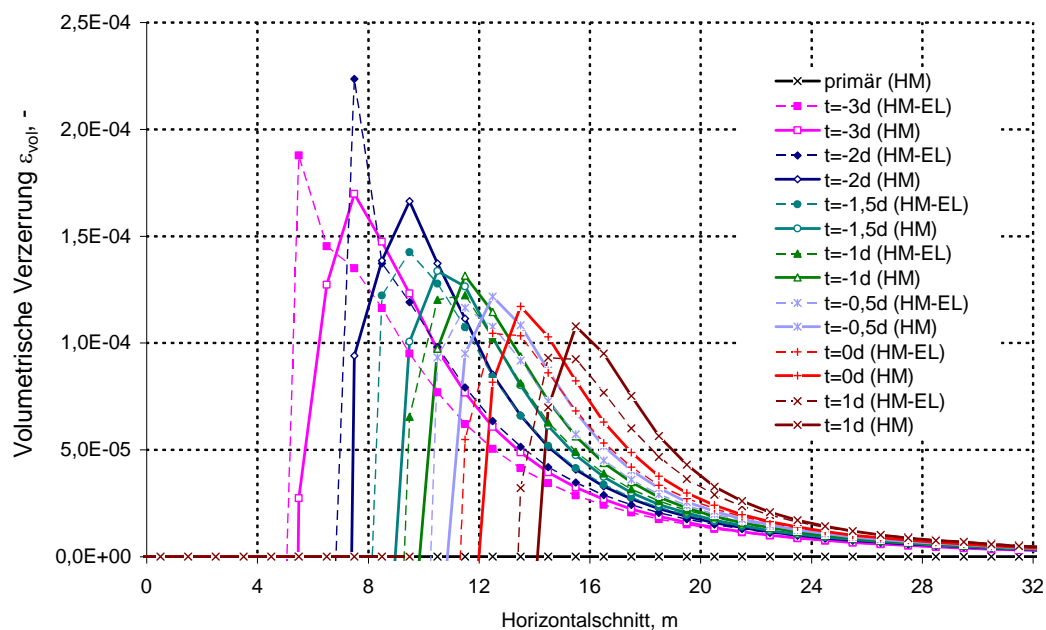


Bild 5.37b: Hydro-mechanisch gekoppelt berechnete volumetrische Gebirgsdeformation ϵ_{vol} am betrachteten RQ im Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung im Detail, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchfahrung des RQ, unterschieden in elastische Balancierung und Strömungsprozess

Erwartungsgemäß wird auch in *Bild 5.37a* für die hydro-mechanisch gekoppelt berechnete volumetrische Gebirgsdeformation ε_{vol} am betrachteten RQ im Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung eine Dilatation ausgewiesen, bedingt durch die Deformation der Ortsbrust in den Streckenhohlraum. Allerdings kommt es ortsbrustvorlaufend im Vergleich zu der allein mechanischen Berechnung schon deutlich früher in einer Entfernung von ca. dem 1-fachen Streckenradius bezüglich der volumetrischen Gebirgsdeformationen zu einem Übergang von dem Dilatationsbereich in den Kompaktionsbereich, *Bild 5.37b*.

Nachstehend erfolgt analog zu der vorstehend beschriebenen Vorgehensweise ein Vergleich mit den berechneten Porenwasserdruckänderungen und den Änderungen der Vergleichsspannungen. Dabei beinhalten die Berechnungskurven zum Zeitpunkt $t = -3$ d für die elastische Balancierung sowohl in den *Bildern 5.38* und *5.40* wie schon in den *Bildern 5.32* bis *5.34* eine Addition sämtlicher bislang durch die Auffahrung induzierter Veränderungen der volumetrischen Verzerungen und der bis dato erfolgten Porenwasserdruckumlagerungen sowie des primären Spannungszustandes. In *Bild 5.39* diese Randbedingung überaus deutlich zu erkennen an der ausgewiesenen Differenz des aktuellen und des primären Porenwasserdrucks von $\Delta p_w = 8,0$ MPa.

Aus der Darstellung in *Bild 5.38* ist zu erkennen, dass die elastische Balancierung nach dem erfolgten Streckenausbruch für die jeweilig betrachteten Zeitpunkte vor Erreichen der Ortsbrust immer zu einer Kompaktion des Gebirges führt. Ebenso ist hieraus abzuleiten, dass der Prozess der über einen Zeitraum von 24 h simulierten Fluidströmung zu einer Dilatation führt. Im Vergleich mit den in *Bild 5.39* dargestellten Porenwasserdruckänderungen ist auch hier festzustellen, dass der mit der Gl. (5.8) beschriebene Sachverhalt von einem anderen Prozess überlagert werden muss, da bei der elastischen Balancierung durchweg Porenwasserdruckreduzierungen ausgewiesen werden. Weiterhin ist nach erfolgter Fluidströmung in ortsbrustnahen Bereichen in einer der Ortsbrust vorlaufenden Entfernung bis zum 0,5-fachen Durchmesser ein Porenwasserdruckanstieg zu verzeichnen. In größerer Entfernung zu dem ausgebrochenen Hohlraum entlang der Streckenachse wird jedoch eine Porenwasserdruckreduzierung ausgewiesen.

Es bleibt auch hier anzunehmen, dass die Verformungsmöglichkeit der Ortsbrust in den Hohlraum hinein bei Annäherung der Ortsbrust an den betrachteten Referenzquerschnitt den vorstehend beschriebenen Sachverhalt überdurchschnittlich beeinflusst.

Dieser Effekt zeigt sich auch in *Bild 5.40* bei der Darstellung der Vergleichsspannungsänderung. Die Verformungsmöglichkeit der Ortsbrust in den Hohlraum hinein führt bei Annäherung an den betrachteten Referenzquerschnitt zu einer Vergleichsspannungsreduzierung, wohingegen sich in einiger Entfernung zur Ortsbrust eine Vergleichsspannungserhöhung ausweisen lässt.

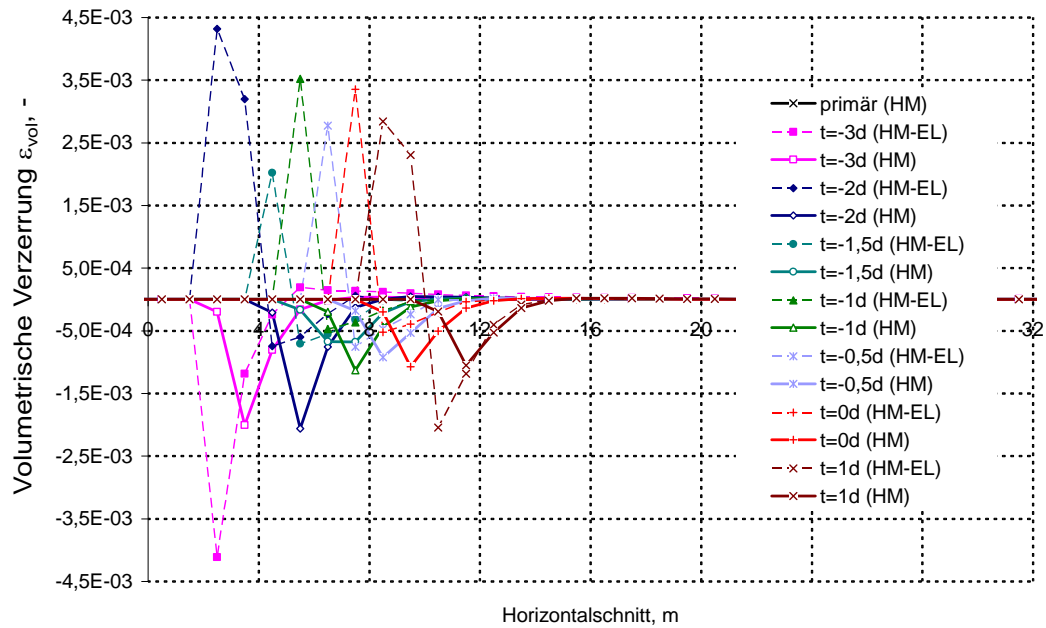


Bild 5.38: Hydro-mechanisch gekoppelt berechnete volumetrische Gebirgsdeformation $\Delta\varepsilon_{vol}$ am betrachteten RQ im Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchführung des RQ, unterschieden in elastische Balancierung und Strömungsprozess

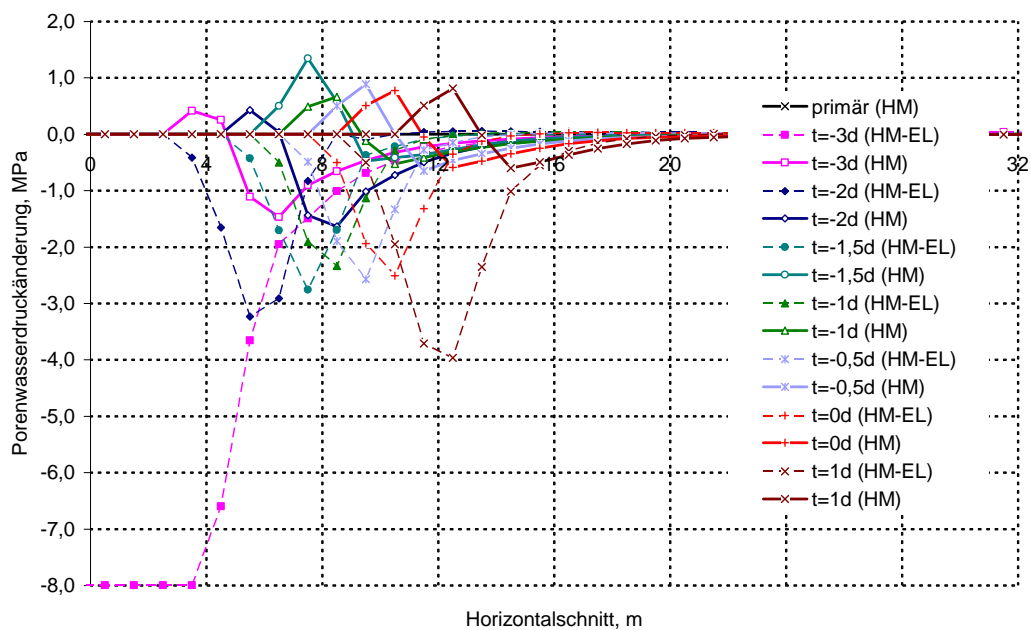


Bild 5.39: Hydro-mechanisch gekoppelt berechnete Porenwasserdruckänderung am betrachteten RQ im Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchführung des RQ, unterschieden in elastische Balancierung und Strömungsprozess

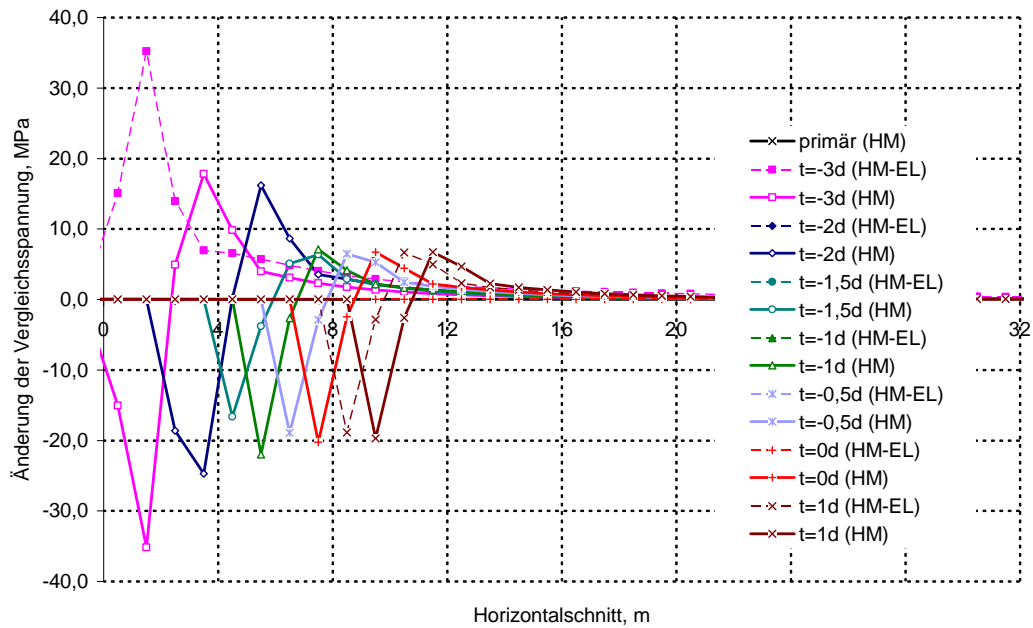


Bild 5.40: *Hydro-mechanisch gekoppelt berechnete Änderung der Vergleichsspannungen am betrachteten RQ im Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchfahrung des RQ, unterschieden in elastische Balancierung und Strömungsprozess*

Es ist somit zusammenfassend anzunehmen, dass für die vorstehend beschriebenen ortsbrustvorlaufenden Spannungumlagerungen der in *Abschnitt 5.2.2* beschriebene Zusammenhang zwischen Porenwasserdruckverteilung und volumetrischer Gebirgsdeformation ε_{vol} nicht mit den hier erhaltenen Berechnungsergebnissen unter Ansatz von Gl. (5.8) quantifizierbar ist. Ob die Verformungsmöglichkeit des ortsbrustnahen Gebirges in den Hohlraum hinein bei Annäherung an den betrachteten Referenzquerschnitt diesen Sachverhalt maßgeblich beeinflusst, kann an dieser Stelle nicht explizit nachgewiesen werden.

Inwieweit die angesetzte Gebirgsdurchlässigkeit den Fluidströmungsprozess und somit die dargestellten Berechnungsergebnisse beeinflusst, soll im nachfolgenden Abschnitt untersucht werden.

5.4.3.2 Berechnungsansatz 2: Berücksichtigung einer abgeminderten Gebirgspermeabilität

Zur Darstellung des Einflusses einer auf $K = 10^{-18} \text{ m}^2$ abgeminderten Gebirgspermeabilität im Vergleich zu der zuvor angesetzten Ausgangspermeabilität von $K = 10^{-17} \text{ m}^2$ bei der Ermittlung der vortriebsbedingten hydraulischen Beanspruchung zeigen die *Bilder 5.41a,b,c* die aus einer hydraulischen Berechnung bei einem realitätsnahem sukzessiven abschnittswisen Ausbruch der

Strecke mit 2 m / Tag im betrachteten Referenzquerschnitt erhaltene Porenwasserdruckverteilung. Dargestellt ist die Porenwasserdruckverteilung abhängig von dem Stand der Ortsbrust (*a*) im Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung zu verschiedenen Zeitpunkten *vor* Durchfahrung des gewählten Referenzquerschnitts sowie im querschlägigen horizontalen Gebirgsschnitt zu verschiedenen Zeitpunkten (*b*) vor und (*c*) *nach* Durchfahrung des gewählten Referenzquerschnitts.

Die *Bilder 5.41a/b* zeigen für die Gebirgspermeabilität von $K = 10^{-18} \text{ m}^2$ erwartungsgemäß, dass der Prozess, der zur Porenwasserdruckabsenkung führt, deutlich später einsetzt bzw. dass dieser Prozess erst deutlich später zu sichtbaren Porenwasserdruckabsenkungen im Berechnungsmodell führt.

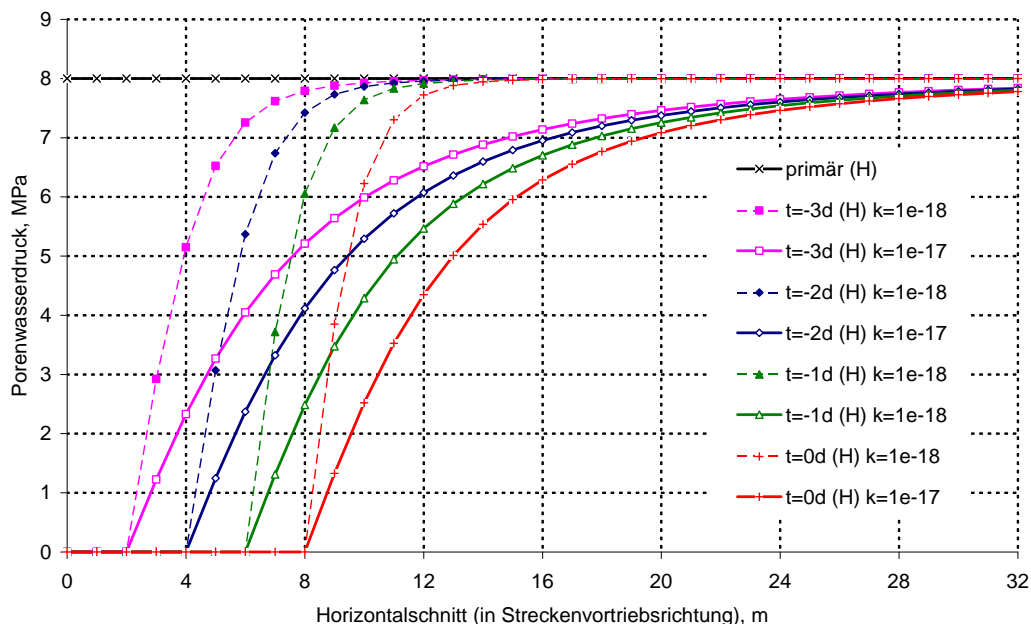


Bild 5.41a: Gegenüberstellung der aus mit unterschiedlichen Gebirgspermeabilitäten hydraulisch berechneten Simulation erhaltenen Porenwasserdruckverteilung am betrachteten RQ im Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchfahrung des RQ

Stationäre Strömungsprozesse in hinreichend großer Entfernung zur Ortsbrust ohne weitere auffahrungsbedingte Spannungumlagerungen können erst zu einem vergleichsweise sehr viel späteren Zeitpunkt erwartet werden, *Bild 5.41c*.

Bild 5.41c zeigt zusätzlich die sekundäre Porenwasserdruckverteilung am betrachteten Referenzquerschnitt im Horizontalschnitt mit einer angesetzten maximalen hydraulischen Zeit von $t = 10a$ nach Durchfahrung. Dabei treten bei der weiteren Simulation im Bereich $t = 1a$ und $t = 10a$ noch deutliche Abminderungen im Porenwasserdruckverlauf auf. Weiterführende Berechnungen haben gezeigt, dass bei einer geringer angesetzten Gebirgspermeabilität für eine Simulationszeit

von $t = 10$ a von annähernd stationären Strömungsprozessen ausgegangen werden kann. Insgesamt führen die Berechnungen in den untersuchten Fällen mit variiert Gebirgspermeabilität zu einem identischen Porenwasserdruckverlauf im Gebirge.

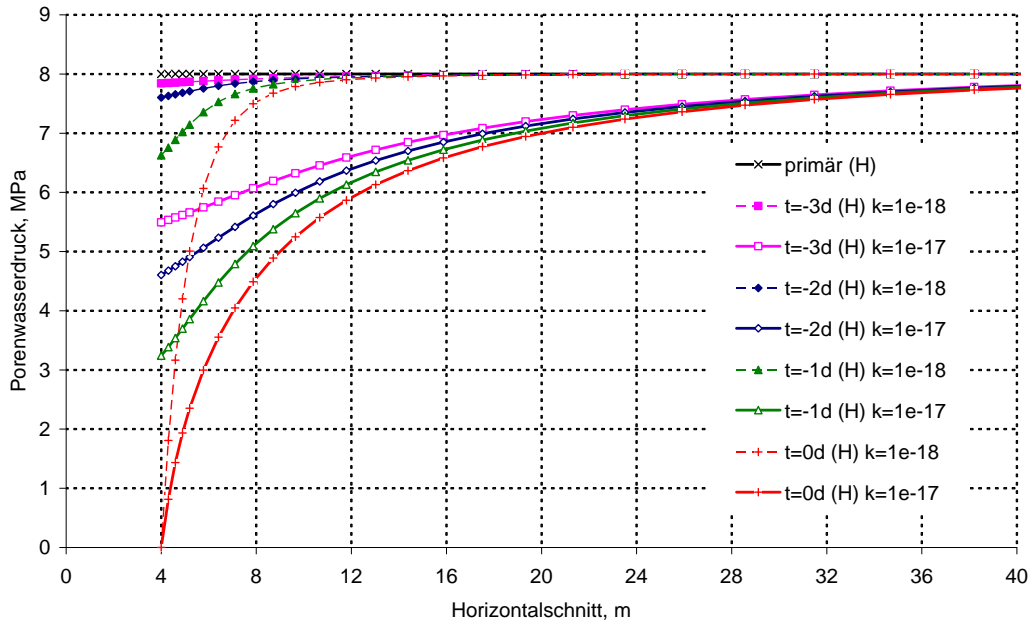


Bild 5.41b: Gegenüberstellung der aus mit unterschiedlichen Gebirgspermeabilitäten hydraulisch berechneten Simulation erhaltenen Porenwasserdruckverteilung am betrachteten RQ im querschlägigen horizontalen Gebirgsschnitt, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchfahrung des RQ

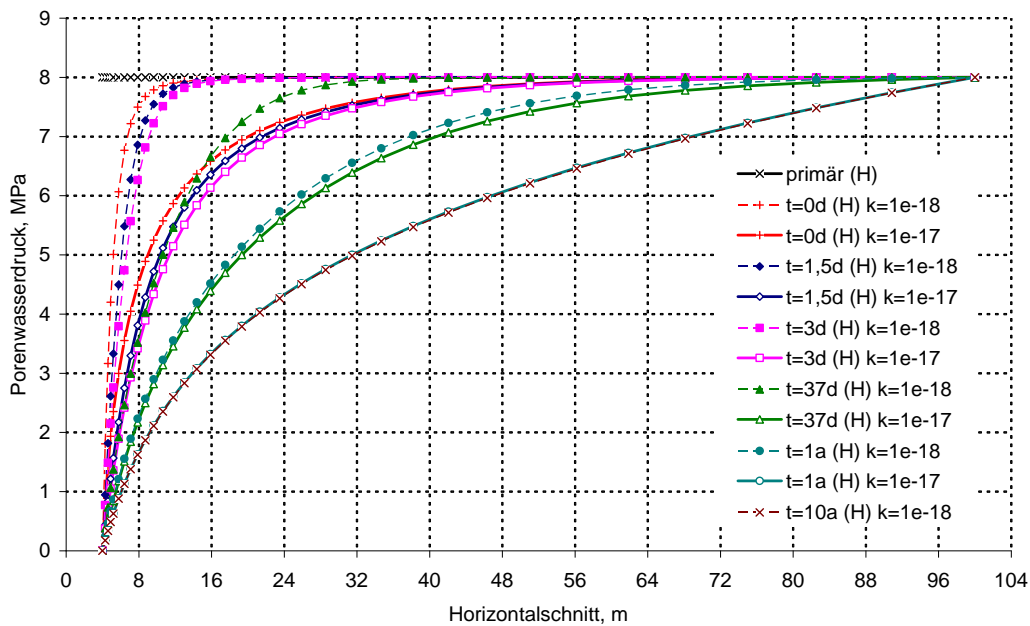


Bild 5.41c: Gegenüberstellung der aus mit unterschiedlichen Gebirgspermeabilitäten hydraulisch berechneten Simulation erhaltenen Porenwasserdruckverteilung am betrachteten RQ im querschlägigen horizontalen Gebirgsschnitt, abhängig von dem Stand der Ortsbrust nach Durchfahrung des RQ

Die bei Ansatz einer geringeren Gebirgspermeabilität aus der Veränderung der hydraulischen Verhältnisse resultierenden Einflüsse auf die mechanischen Spannungs- und Verformungszustände werden in einer weiteren Berechnung analog zu den im vorhergehenden Abschnitt beschriebenen Vorgehen mit Unterscheidung in elastische Balancierung mit anschließender Simulation von Strömungsprozessen hydro-mechanisch gekoppelt ermittelt und in den *Bildern 5.42a,b,c* vergleichend gegenübergestellt. Während die mit einer hydraulischen Berechnung ermittelten Porenwasserdruckverteilung im unmittelbaren Umgebungsbereich des betrachteten Referenzquerschnitts eine zeitabhängige Porenwasserdruckabsenkung aufweist, werden bei einer hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung in Gebirgsbereichen, die ca. 2 m (1 d) sowohl vor der Ortsbrust wie auch im Streckenbereich liegen, deutliche Porenwasserdruckerhöhungen über das Niveau des hydrostatischen Porenwasserdrucks hinaus erhalten. Diese Porenwasserdruckerhöhungen erreichen ihren Maximalwert bei $t = 0$ d. Seitlich im Stoßbereich erreicht der Porenwasserdruck ein Maximum von $p_w = 9,5$ MPa und liegt damit um $\Delta p_w = 1,5$ MPa über dem hydrostatischen Niveau. Mit fortschreitendem Streckenausbruch wird dieser maximale Porenwasserdruck jedoch schnell wieder abgebaut. Ursache hierfür sind sowohl dilatante Deformationen wie auch der Strömungsprozess selbst.

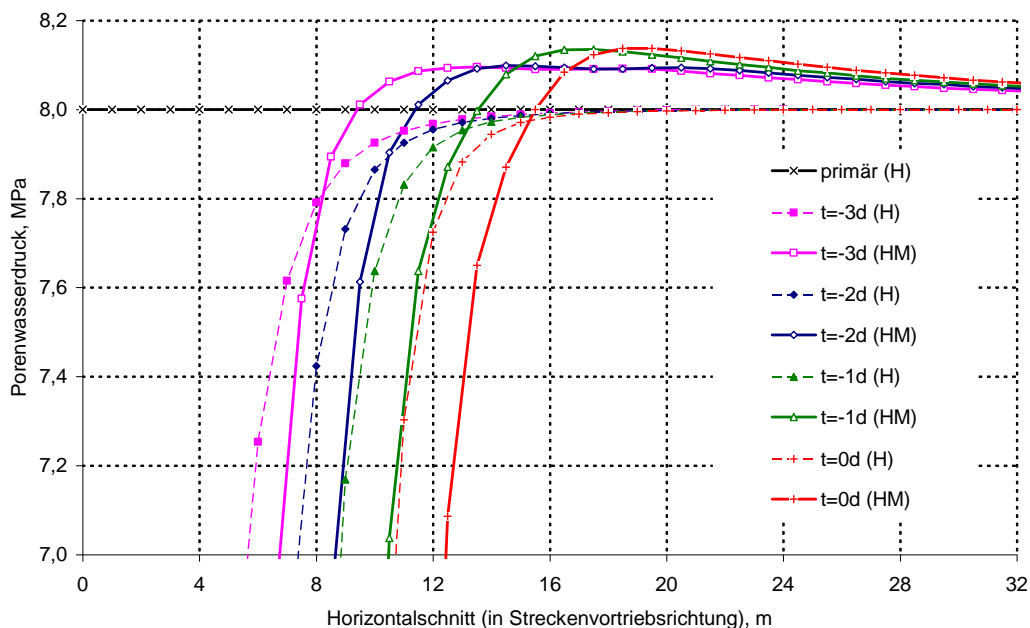


Bild 5.42a: Gegenüberstellung der aus hydraulischer und der aus hydro-mechanisch gekoppelter Simulation erhaltenen Porenwasserdruckverteilung am betrachteten RQ im querschlägigen Horizontalschnitt von der Ortsbrust ausgehend in Streckenvortriebsrichtung, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchführung des RQ

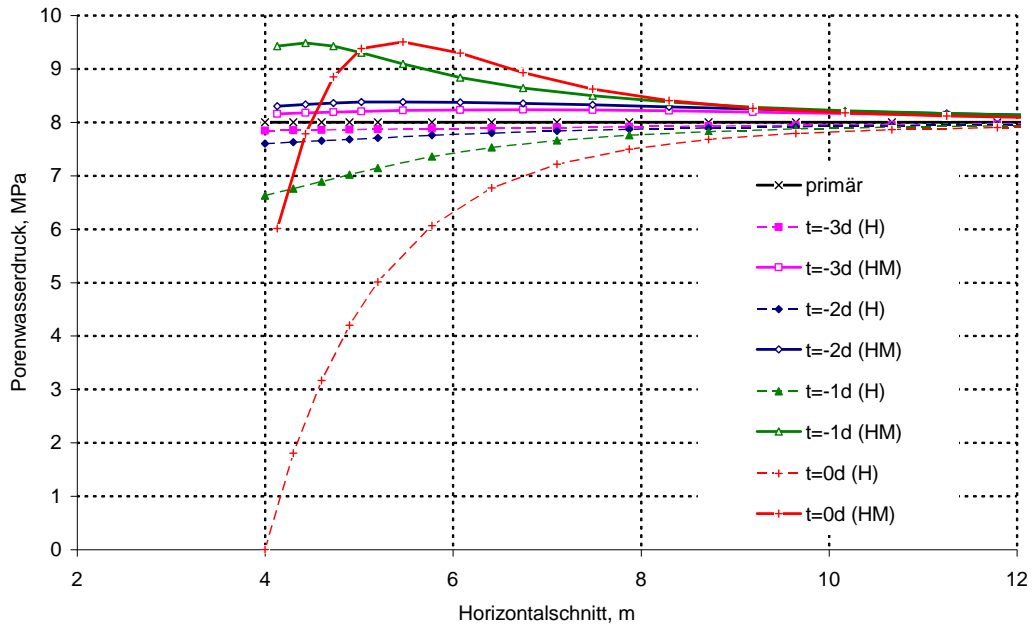


Bild 5.42b: Gegenüberstellung der aus hydraulischer und der aus hydro-mechanisch gekoppelter Simulation erhaltenen Porenwasserdruckverteilung am betrachteten RQ im querschlägigen horizontalen Gebirgsschnitt, abhängig von dem Stand der Ortsbrust vor Durchfahrung des RQ

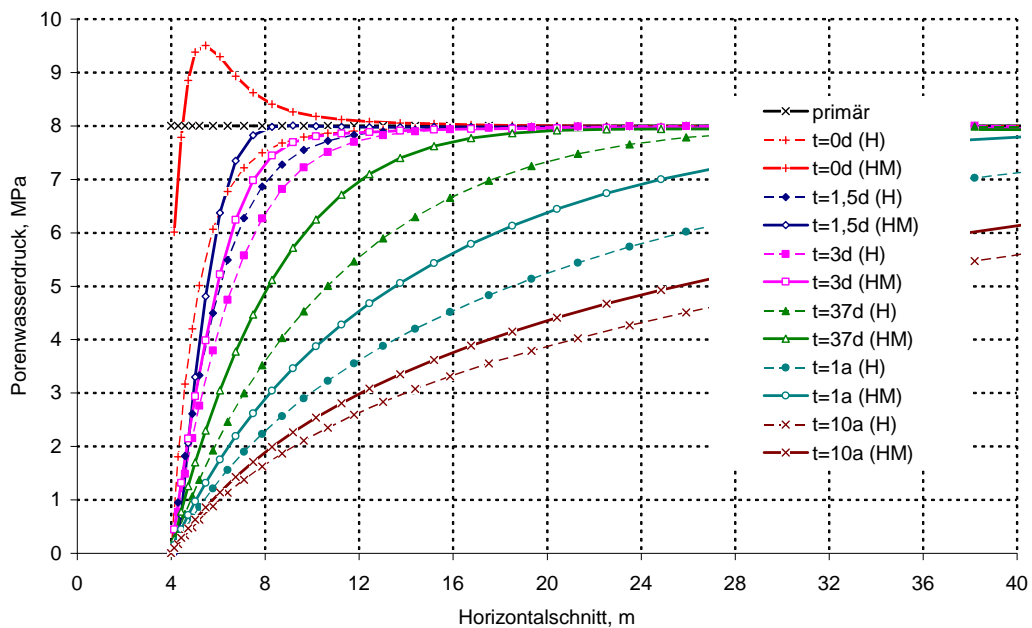


Bild 5.42c: Gegenüberstellung der aus hydraulischer und der aus hydro-mechanisch gekoppelter Simulation erhaltenen Porenwasserdruckverteilung am betrachteten RQ im querschlägigen horizontalen Gebirgsschnitt, abhängig von dem Stand der Ortsbrust nach Durchfahrung des RQ

Bei Ansatz einer weiteren um 2 Größenordnungen gegenüber dem hier betrachteten Wert von $K = 10^{-18} \text{ m}^2$ erheblich reduzierten Gebirgspermeabilität von $K = 10^{-20} \text{ m}^2$ sind aufgrund der durchgeführten rechnerischen Untersuchungen weitere deutliche Porenwasserdruckerhöhungen

über den hydrostatischen Druckzustand hinaus zu erwarten. Hierzu sind noch weitere Untersuchungen nunmehr allerdings mit dem FEM-Programmsystem *CODE_BRIGHT* durchgeführt worden. Ergänzend werden im folgenden *Abschnitt 5.5* ausgewählte numerische Untersuchungen zur hydro-mechanischen Kopplung durchgeführt, bei denen eine primäre Gesteinspermeabilität für den Opalinuston von $K = 2 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ angesetzt wird.

5.5 Ergänzende numerische Untersuchungen zur hydro-mechanischen Kopplung mit *CODE_BRIGHT*

5.5.1 Vorbemerkung zur physikalischen Modellierung mit *CODE_BRIGHT*

Die im Rahmen dieses Abschnitts vorgestellten Ergebnisse der numerischen Simulation sind mit dem FEM-Programmsystem *CODE_BRIGHT* durchgeführt worden, das von der Technical University of Catalonia (UPC) in Barcelona zur Berechnung von THM-gekoppelten Prozessen in teilgesättigten porösen Medien entwickelt worden ist. Der *CODE_BRIGHT* bietet im Gegensatz zu dem vorstehend eingesetzten Programmsystem *FLAC3D* eine vollständige thermisch-hydraulisch-mechanische Kopplung und erscheint daher vor dem Hintergrund der Aufgabenstellung dieser Arbeit besonders geeignet zur Untersuchung von geohydraulisch-geomechanischen Wechselwirkungen. Code Bright bietet weiterhin eine Palette von Stoffmodellen, die insbesondere für Steinsalz und Salzgrus sowie für tonhaltige Abdichtungsmaterialien wie beispielsweise Bentonit-Sand-Gemische entwickelt wurden. Darüber hinaus umfasst die physikalische Modellierung auch die Ausbildung von teilsättigungsbedingten Kapillardruckspannungen. Damit ist *CODE_BRIGHT* zur gekoppelten Berechnung von Temperatur-, Spannungs- und Verformungsfeldern sowie auch von Porosität, Permeabilität und Porenwasserdruck mit ihren jeweiligen gegenseitigen Abhängigkeiten (bei Tonmaterialien jeweils unter Berücksichtigung von Quellungs-/ Schrumpfungsverhalten) geeignet. Weiterführende Erläuterungen zu den implementierten Stoffmodellen und den verwendeten Stoffmodellgleichungen sind bei *Olivella et al. (1994)* sowie in der Programmsystem-Dokumentation nach *UPC (2002)* zu finden.

Für die nachfolgend vorgestellten generischen Untersuchungen sind Gesteinsparameter nach *Bock (2008)* verwendet worden, die das isotrope Materialverhalten beschreiben. Dazu wird der Verformungsmodul mit $E_v = 7000 \text{ MPa}$, die Poisson-Zahl mit $\nu = 0,29$, die primäre Gesteinsporosität mit $n = 13,7 \%$ und die hydraulische Durchlässigkeit mit $k_f = 2 \cdot 10^{-13} \text{ m/s}$ angenommen.

5.5.2 Numerische Simulation von Laborversuchen an Opalinuston (back analysis)

(a) Orientierende generische Untersuchungen

Zur generischen Untersuchung des Einflusses eines durch Kompaktion der Gesteinsmatrix während eines triaxialen Kompressionsversuchs auftretenden und mit der Zeit gegebenenfalls veränderlichen Fluiddrucks im Porenraum auf das Deformationsverhalten eines Gesteinsprüfkörpers wird ein 2-dimensionales rotationssymmetrisches Modell eines Prüfkörpers mit den Abmessungen $h/d = 180/90\text{mm}$ verwendet. Die mechanischen Randbedingungen werden entsprechend *Bild 5.43a* mit einem vorgegebenen und während der Versuchsdurchführung konstant gehaltenen Manteldruck von $\sigma_{23} = 2,2\text{ MPa}$ angenommen. Zusätzlich wird dem als gesättigt vorausgesetzten Gesteinsprüfkörper und den als durchlässig modellierten Druckstücken (Filterplatten) vor Versuchsbeginn ein konstanter Fluiddruck von $u_f = 2\text{ MPa}$ aufgeprägt. Während der Versuchsdurchführung wird der Fluiddruck am Übergang zwischen dem Tongesteinsprüfkörper und den Druckstücken konstant bei $u_f = 2\text{ MPa}$ gehalten. Um die Möglichkeit zu schaffen, gegebenenfalls entstehende Fluiddrücke oberhalb des initialen Porendruckzustandes von $u_f = 2\text{ MPa}$ durch Fluidströmung in Richtung der Druckstücke abbauen zu können, wird an den äußeren Begrenzungen der Druckstücke der Fluiddruck mit $u_f = 0,01\text{ MPa}$ vorgegeben, *Bild 5.43b*.

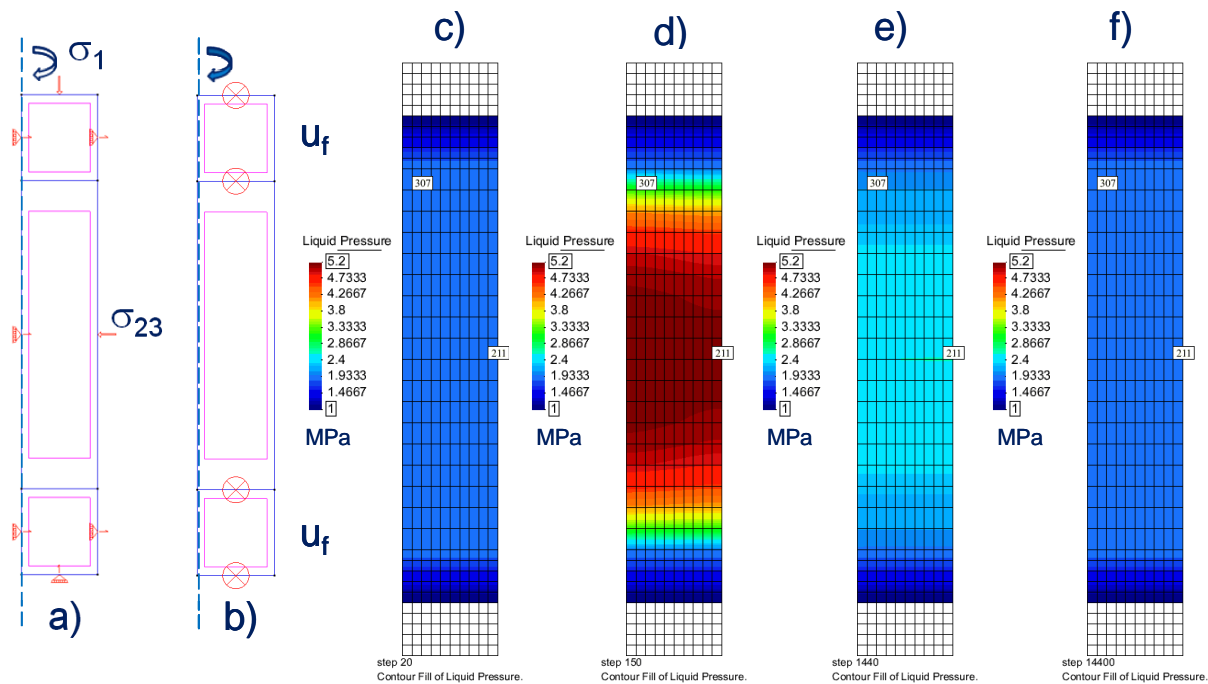


Bild 5.43: Berechnungsmodell eines rotationssymmetrischen Tongesteinsprüfkörpers mit Darstellung a) der mechanischen Randbedingungen und b) der hydraulischen Randbedingungen sowie den berechneten Fluiddrücken im Prüfkörper zu verschiedenen Versuchszeiten mit c) Initialzustand, d) Ende der Lastaufbringung $t = 150\text{ min}$ ($\sim 0,1\text{ d}$), e) Versuchszeit $t = 1\text{ d}$ und f) Versuchszeit $t = 10\text{ d}$

Nachfolgend wird die axiale Beanspruchung spannungsgeregelt mit einer Rate von $\dot{\sigma}_1 = 0,1 \text{ MPa/min}$ erhöht. Die *Bilder 5.43d-f* zeigen in Form von Flächenplots den berechneten Fluiddruck im Prüfkörper mit Angabe des gewählten Maßstabs zu verschiedenen Versuchszeiten und zwar c) Initialzustand, d) Abschluss der Lastaufbringung zum Zeitpunkt $t = 150 \text{ min}$ ($\sim 0,1 \text{ d}$), e) Versuchszeit $t = 1 \text{ Tag}$ und f) Versuchszeit $t = 10 \text{ Tage}$.

Aus den Berechnungsergebnissen ist eine deutliche, mit der axialen Beanspruchungserhöhung einhergehende Erhöhung des Fluiddrucks mit einem maximalen Wert von $u_{\text{fluid}} \approx 5,2 \text{ MPa}$ zum Ende der ersten Versuchsphase nach 150 min zu beobachten. *Bild 5.44* zeigt als erstes Ergebnis der numerischen Simulation für die gesamte Versuchszeit die infolge der äußeren Lastaufbringung erhaltenen Spannungs- und Porenfluiddruckzustände im Knotenpunkt 211 im Spannungs-/Zeit-Diagramm mit halblogarithmischem Maßstab. Die Lage dieses Knotenpunktes an der Außenseite des Prüfkörpers in Prüfkörpermitte ist aus *Bild 5.43* zu ersehen. Der gewählte halb-logarithmische Maßstab für die Zeit gibt Aufschluss über die Entwicklung des Fluiddrucks auch nach Beendigung der Lastaufbringung zum Zeitpunkt $t = 0,1 \text{ Tage}$ bis zu einer totalen Versuchsdauer von 10 Tagen. Während der axiale und der radiale Beanspruchungszustand des Prüfkörpers weiterhin konstant gehalten werden, ist für die zweite Versuchsphase bei konstanter äußerer mechanischer Beanspruchung innerhalb des ersten Tages eine deutliche Fluiddruckreduzierung bis auf das Ausgangsniveau der gewählten hydraulischen Randbedingungen entsprechend zu beobachten. Für die dritte Versuchsphase bis zu einer totalen Versuchsdauer von 10 Tagen sind lediglich nur noch vernachlässigbare Fluiddruckveränderungen zu beobachten.

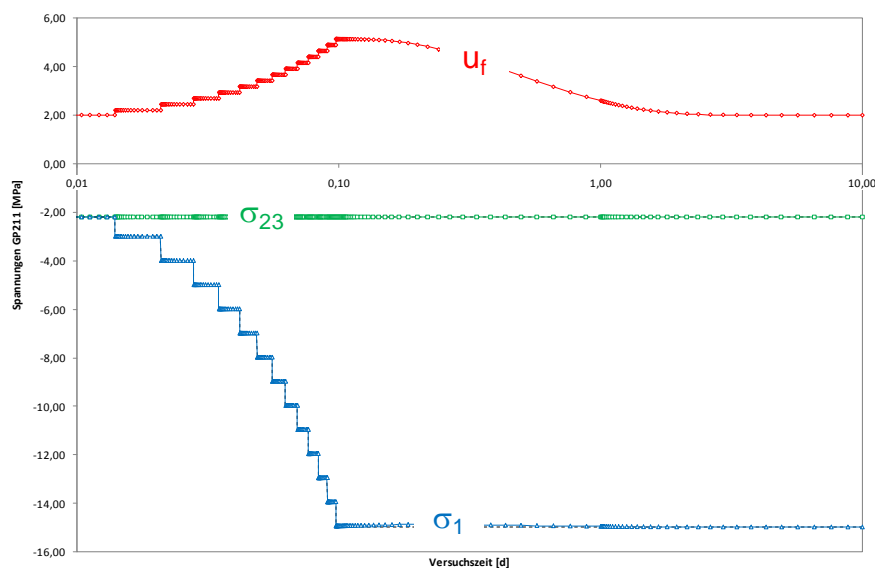


Bild 5.44: Spannungs- und Fluiddruckzustände im Knotenpunkt 211 für die gesamte Versuchszeit infolge äußerer Lastaufbringung im Spannungs-/Zeit-Diagramm mit halblogarithmischem Maßstab

Bild 5.45 zeigt weiterhin als Ergebnis der numerischen Simulation die während der Lastaufbringungsphase erhaltene axiale und radiale Prüfkörperverformung mit Unterscheidung in rein mechanisch berechnete Deformationen und Deformationen, die mit einer elastischen hydro-mechanisch gekoppelten Simulation berechnet worden sind. Erwartungsgemäß führt die Verwendung eines hydro-mechanisch gekoppelten Berechnungsansatzes bei der Simulation der axialen Prüfkörperdeformation zu einem im Vergleich zu einer rein elastisch durchgeführten Berechnung reduzierten Verformungszustand, da in diesem Fall die Deformation des Prüfkörpers durch den Ansatz von effektiven Spannungen, also durch Ansatz eines um den Fluidruck reduzierten totalen Spannungszustandes, hervorgerufen wird. Gegensätzlich verhält sich jedoch die hydro-mechanisch gekoppelt berechnete radiale Deformation des Prüfkörpers. Entgegen dem Ergebnis für die Axialverformung liegt die hydro-mechanisch gekoppelt berechnete Radialverformung zahlenmäßig über der elastisch berechneten Radialverformung. Dieser Effekt ist auf den rechnerisch ermittelten Anstieg des Fluidrucks auch über den Zahlenwert der Radialspannung hinaus zurückzuführen. Dieser Beanspruchungszustand führt dann zu der vorstehend angesprochenen zusätzlichen radialen Deformation.

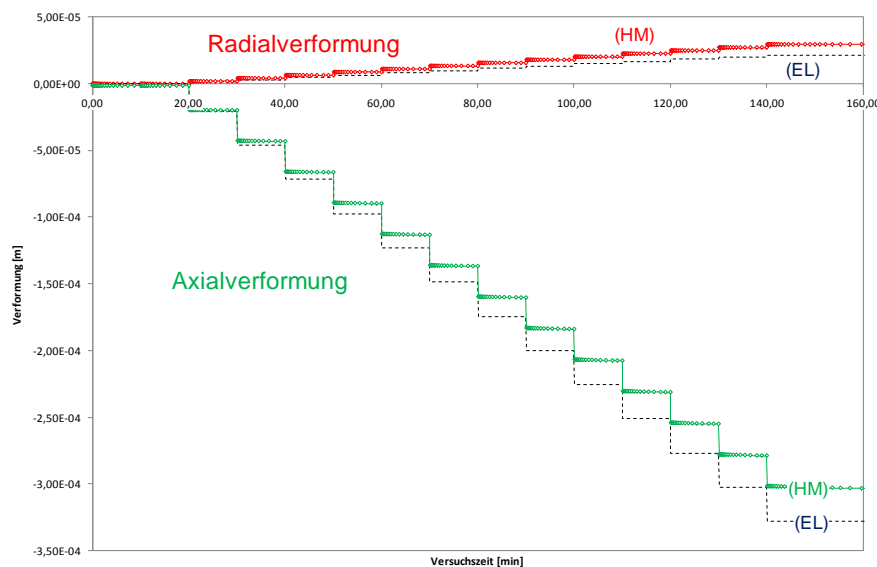


Bild 5.45: Axiale und radiale Prüfkörperverformung während der Lastaufbringungsphase mit Unterscheidung in rein mechanisch berechnete Deformationen und Deformationen, die aus einer elastisch hydro-mechanisch gekoppelten Simulation erhalten worden sind

Tatsächlich ist ein derartiger Beanspruchungszustand laborativ nicht nachvollziehbar, da eine Erhöhung des Fluidrucks auf ein Niveau oberhalb des Manteldrucks zu einer Umläufigkeit im Mantelbereich des Prüfkörpers zwischen Prüfkörper und Gummimantel führen würde. Ein entsprechender Versuchsansatz zur Bestätigung bzw. Widerlegung dieser These ist damit im Labor nicht zu realisieren. Auch könnte der simulierte Beanspruchungszustand zu einer Über-

schreitung von Schichtflächenfestigkeiten führen, die wiederum eine Schaffung von zusätzlichen Wegsamkeiten und somit die Reduzierung von Fluiddrücken zur Folge hätten.

Um die Reaktion des Gesteinsprüfkörpers auf den sich zeitlich auch nach Beendigung der Lastaufbringung veränderten Beanspruchungszustand darzustellen, werden in *Bild 5.46* als Ergebnis der numerischen Simulation für die gesamte Versuchszeit die erhaltenen Verzerrungszustände infolge der äußeren Lastaufbringung einerseits im Knotenpunkt 211 (Radialverzerrung) und andererseits im Knotenpunkt 307 (Axialverzerrung) in einem Verzerrungs-/ Zeit-Diagramm mit halblogarithmischem Maßstab dargestellt. Entsprechend den vorstehenden Beobachtungen kann für den Graph Nr. 2 mit einer hydraulischen Durchlässigkeit von $k_f = 2 \cdot 10^{-13} \text{ m/s}$ zum Zeitpunkt $t = 0,1$ Tag im Vergleich mit der elastischen Berechnung eine Unterschätzung der axialen Verzerrung und eine Überschätzung der radialen Verzerrung beobachtet werden.

Die in *Bild 5.44* erkennbare Fluiddruckreduzierung führt in der zweiten Versuchsphase bis zu einem Zeitpunkt $t = 1$ Tag zu einem Anstieg der axialen Verzerrung bzw. zu einer Reduzierung der radialen Verzerrung auf das Niveau einer rein elastischen Berechnung.

Zusätzlich sind in *Bild 5.46* auch die Ergebnisse einer Parametervariation der hydraulischen Durchlässigkeit des Tongesteinsprüfkörpers im Bereich von $k_f = 2 \cdot 10^{-14} \text{ m/s}$ (1) bis $k_f = 2 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$ (4) vergleichend dargestellt.

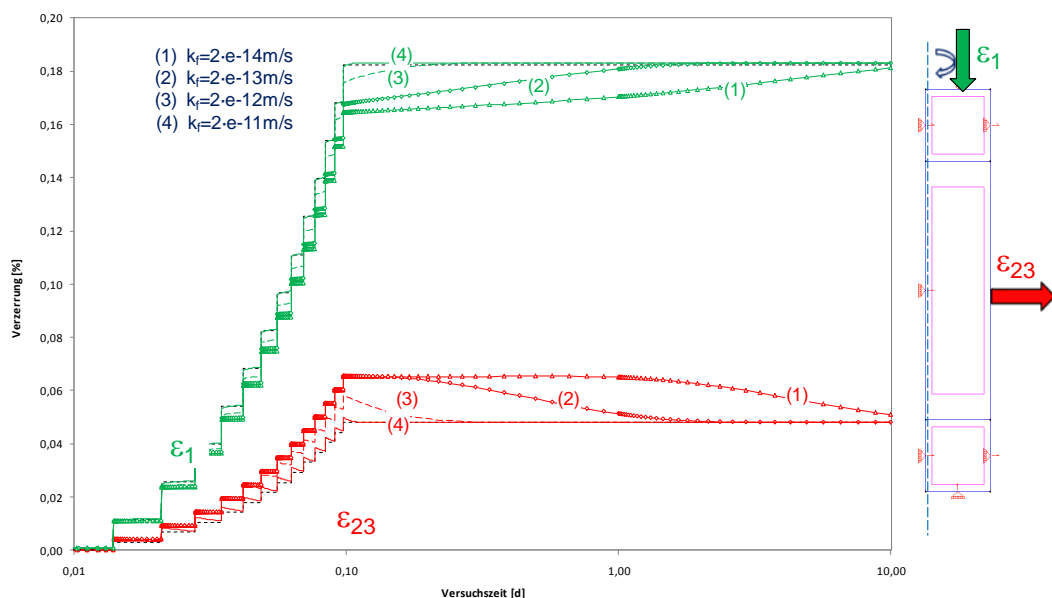


Bild 5.46: Verzerrungszustände im Knotenpunkt 211 (Radialverzerrung) und im Knotenpunkt 307 (Axialverzerrung) für die gesamte Versuchszeit infolge äußerer Lastaufbringung im Verzerrungs-/ Zeit-Diagramm mit halblogarithmischem Maßstab

Während eine Erhöhung der hydraulischen Durchlässigkeit auf einen Zahlenwert von $k_f = 2 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$ zu einem Deformationszustand des Prüfkörpers führt, der nur marginal von dem Verfor-

mungszustand einer rein mechanischen Berechnung abweicht, führt die Reduzierung der hydraulischen Durchlässigkeit auf einen Wert von $k_f = 2 \cdot 10^{-14} \text{ m/s}$ zu zusätzlichen zeitabhängigen Deformationen. Ein Angleichen der Prüfkörperverzerrung an das elastische berechnete Niveau ist hier erst nach einer totalen Versuchszeit von 10 Tagen zu beobachten. Grund hierfür ist der mit der geringen Permeabilität verbundene und in seiner Intensität (= Volumenstrom) deutlich reduzierte Strömungsprozess im Gesteinsgefüge.

In der Folge ergeben sich auch bei einem zeitunabhängigen linear-elastischen Berechnungsansatz für das mechanische Verhalten des Tongesteins bei hydro-mechanischer Kopplung ohne eine Änderung der äußeren Spannungsrandbedingungen zeitabhängige Deformationen. Diese Änderungen des Deformationszustandes sind im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen als Folge der Entstehung bzw. des Abbaus von Porenwasserdrücken oberhalb des initialen hydraulischen Niveaus beobachtet worden. Ein zentraler Parameter für die Dauer der zeitabhängigen Porenwasserdruckumlagerungen ist die hydraulische Durchlässigkeit des Tongesteinsprüfkörpers.

Bild 5.47 zeigt dazu abschließend als Ergebnis der numerischen Simulation die für die gesamte Versuchszeit infolge der äußeren Lastaufbringung erhaltenen Porenwasserdrücke im Knotenpunkt 211 bei Variation der hydraulischen Durchlässigkeit des Tongesteinsprüfkörpers im Bereich von $k_f = 2 \cdot 10^{-14} \text{ m/s}$ bis $k_f = 2 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$ in einem Spannungs-/ Zeit-Diagramm mit halblogarithmischem Maßstab.

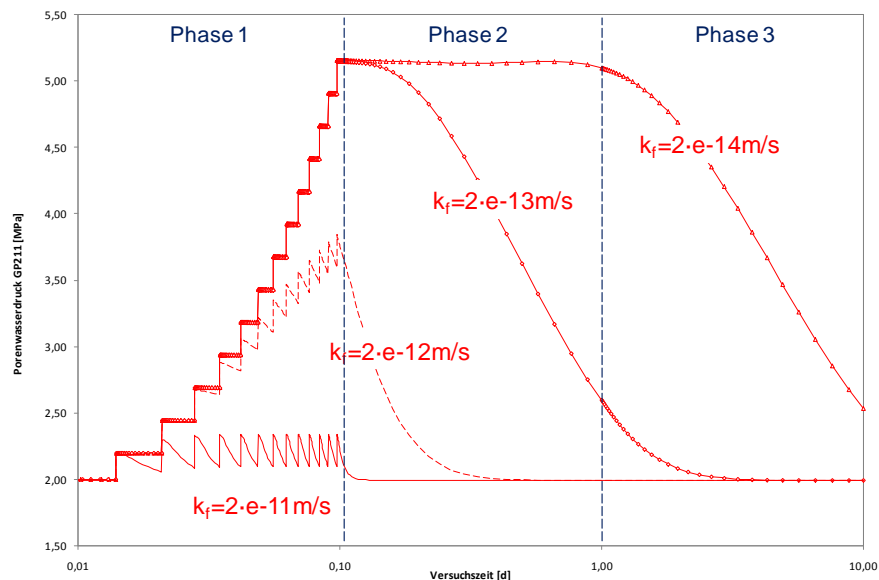


Bild 5.47: Porenwasserdrücke im Knotenpunkt 211 für die gesamte Versuchszeit infolge äußerer Lastaufbringung bei Variation der hydraulischen Durchlässigkeit des Tongesteinsprüfkörpers im Bereich von $k_f = 2 \cdot 10^{-14} \text{ m/s}$ bis $k_f = 2 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$ in einem Spannungs-/ Zeit-Diagramm mit halblogarithmischem Maßstab

Mit Ansatz des nach *Bock (2008)* vorgegebenen In-situ-Messwertes von $k_f = 0,2 - 20 \cdot 10^{-13} \text{ m/s}$ als Ausgangswert für die hydraulische Durchlässigkeit des verwendeten Prüfkörpermodells können als Folge des Abbaus von Porenwasserüberdrücken zeitabhängige Deformationen identifiziert werden. Hierzu sollen im folgenden Abschnitt Ergebnisse der numerischen Simulation mit einem elastischen hydro-mechanisch gekoppelten Berechnungsansatz ausgewählten laborativen Ergebnissen zum zeitabhängigen Deformationsverhalten gegenübergestellt werden.

(b) Ergebnisse einer numerischen Simulation mit einem elastischen hydro-mechanisch gekoppelten Berechnungsansatz im Vergleich zu ausgewählten laborativen Ergebnissen zum zeitabhängigen Deformationsverhalten

Die in *Abschnitt 3.10.5* dargestellten Ergebnisse der laborativen Untersuchungen mit dem Opalinuston-Prüfkörper Nr. 183 sollen in einem Vergleich den Ergebnissen einer numerischen Simulation mit einem elastisch hydro-mechanisch gekoppelten Berechnungsansatz gegenübergestellt werden. Hierzu ist eine vorherige Anpassung der verwendeten elastischen Parameter erforderlich. Für den Prüfkörper folgt bei Berücksichtigung der im Labor bei Lasterhöhung gemessenen instantanen axialen Deformation eine Reduzierung des ursprünglich verwendeten isotropen Verformungsmoduls von $E_V = 7000 \text{ MPa}$ auf $E_V = 3000 \text{ MPa}$ (zum Vergleich $E_L = 4000 \text{ MPa}$ nach *Bock (2008)*). In *Bild 5.48* sind die Ergebnisse der laborativen Untersuchungen mit dem Opalinuston-Prüfkörper Nr. 183 in Versuchsphase 2 werden mit den Ergebnissen der numerischen Simulation mit einem elastischen hydro-mechanisch gekoppelten Berechnungsansatz vergleichend aufgetragen.

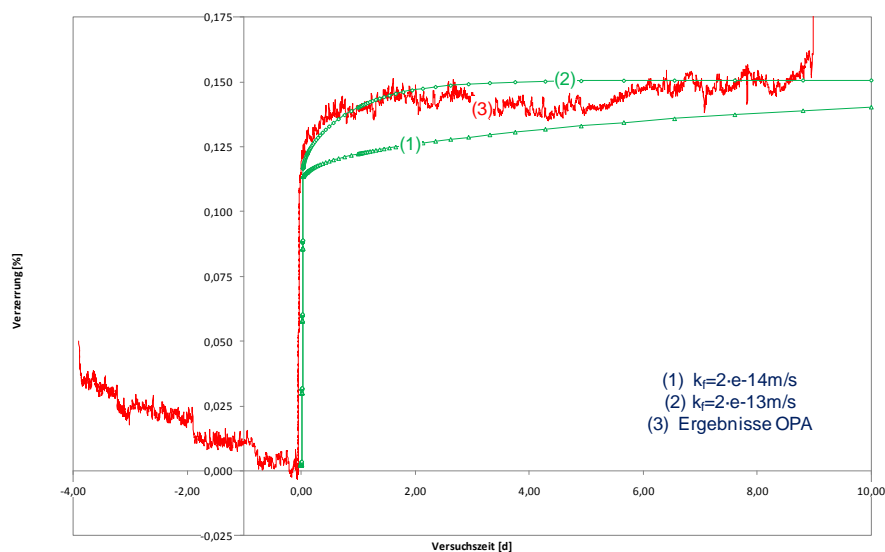


Bild 5.48: Ergebnisse einer numerischen Simulation mit einem elastisch- hydro-mechanisch gekoppelten Berechnungsansatz im Vergleich zu ausgewählten laborativen Ergebnissen zum zeitabhängigen Deformationsverhalten von Opalinuston

Über den nach *Bock (2008)* vorgegebenen und aus In-situ-Messwerten abgeleiteten gemittelten Zahlenwert für die hydraulische Durchlässigkeit von $k_f = 2 \cdot 10^{-13}$ m/s hinaus sind auch die Ergebnisse von numerischen Simulationen mit einer Parametervariation der hydraulischen Durchlässigkeit des Tongesteinsprüfkörpers für eine Versuchsdauer von 10 Tagen dargestellt.

Bei Ansatz einer hydraulischen Durchlässigkeit des Tongesteinprüfkörpers von $k_f = 2 \cdot 10^{-13}$ m/s zeigt sich im Vergleich mit den laborativen Versuchsergebnissen eine gute Übereinstimmung der transienten Verzerrungen im Anfangsbereich von 2 Tagen nach Lasterhöhung, Kurve (1). Der Ansatz einer hydraulischen Durchlässigkeit für den Tongesteinprüfkörper von $k_f = 2 \cdot 10^{-14}$ m/s zeigt bei vergleichsweise reduzierter Anfangsverzerrung unmittelbar nach Lasterhöhung eine relativ gute Übereinstimmung mit den anscheinend stationär verlaufenden Verzerrungen im Bereich von 3 bis 9 Tagen, Kurve (2).

An dieser Stelle ist darauf hinzuweisen, dass es sich bei den beschriebenen Versuchsergebnissen um einen ersten orientierenden Versuch handelt. Es wird empfohlen, dem vorstehend beschriebenen Sachverhalt zur zeitabhängigen Deformation im Tongestein unter Berücksichtigung von Porenwasserdruckänderungen im Rahmen weiterer Versuchsreihen nachzugehen.

5.6 Durchgeführte Untersuchungen und Diskussion der Ergebnisse im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle in sedimentären Wirtsgesteinsformationen

Die Endlagerung von radioaktiven Abfällen in sedimentären Wirtsgesteinen wie Tongesteinen erfordert aufgrund des Gesteinsgefüges, das durch eine Feststoffmatrix und einen wassergesättigten vernetzten Porenraum gekennzeichnet ist, eine physikalische Modellierung und rechnerische Simulation sowohl der mechanischen als auch der hydraulischen Prozesse, wobei die Möglichkeit besteht, diese Prozesse getrennt oder gekoppelt zu simulieren. Zur hydro-mechanisch gekoppelten Simulation dieser Prozesse mit der Simulationssoftware *Flac3D* ist ein vereinfachter Ansatz der physikalischen Modellierung mit Reduzierung auf eine laminare einphasige Strömung mit Ansatz von Strömungskräften und einem kompressiblen Mineralkorngerüst verwendet worden. Dabei wird die Änderung der Potentialhöhe und damit der Porenwasserdrücke entlang des Strömungsweges unter Einbeziehung des *Biot'schen* Koeffizienten berücksichtigt. Nicht berücksichtigt wird dagegen die bewetterungsbedingte Entsättigung im Konturbereich, so dass fiktiv von einer Wasserdampfsättigung der Umgebungsluft an der Hohlraumkontur auszugehen ist. Die mit einer Teilsättigung des konturnahen Gesteins zusammenhängenden und vorstehend beschriebenen Effekte bleiben somit unberücksichtigt.

Wird bei vollständiger Sättigung des Porenraumes die spezifische Volumenänderung des Fluides als vernachlässigbar angesehen und werden isotherme Bedingungen angenommen, folgt daraus, dass eine mechanisch berechnete Kompaktion der Gesteinsmatrix unter den vorstehend beschriebenen Voraussetzungen bei Verwendung eines einfachen Modells eines Abdichtungsbauwerks einen Anstieg des Porenwasserdruckes im jeweiligen Gesteinselement zur Folge hat. Ebenso führt eine mechanisch berechnete Dilatation in einem Gesteinselement zu einer Porenwasserdruckreduzierung.

Zur Ermittlung der aus der Strömung resultierenden mechanischen Wirkung sind verschiedene physikalische Modellierungsansätze vergleichend untersucht worden. Die Untersuchung der Auswirkung des hydraulischen Prozesses erfolgte am Beispiel eines Dammbauwerkes (a) durch Ansatz eines impermeablen Dammbauwerkes mit einer allein mechanischen Belastung mit Ermittlung der entsprechenden Spannungs- und Verformungszustände und (b) durch Ansatz eines permeablen Dammbauwerkes ($\alpha = \text{konstant} = 1$) mit Ermittlung der aus dem hydraulischen Zustand und seiner Veränderung entlang des Strömungsweges resultierenden Einflüsse auf die Spannungs- und Verformungszustände. Einerseits sind dazu mechanische Spannungen und Porenwasserdrücke getrennt ermittelt worden (keine Kopplung). Andererseits ist eine einseitig gekoppelte Berechnung durchgeführt worden, bei der in hydrodynamische Einwirkungen (spezifische Strömungskräfte) und in hydrostatische Einwirkungen (Vorgabe von Porenwasserdrücken am Modellrand) unterschieden worden ist. Die entsprechenden mechanischen und hydraulischen Zustandsgrößen (totale Spannungen, Porenwasserdrücke) sind getrennt voneinander berechnet und zur Ermittlung des effektiven Spannungszustandes additiv überlagert worden.

Die verwendeten Berechnungsansätze haben nicht zu einem vollständig identischen Ergebnis geführt. Der Ansatz über eine getrennte Ermittlung mechanischer und hydraulischer Zustandsgrößen mit nachfolgender Überlagerung zu effektiven Spannungen ist daher nur unter Vorbehalt anzuwenden. Der Ansatz über spezifische Strömungskräfte führt dagegen automatisch ohne Einschränkung zu den richtigen mechanischen Zustandsgrößen und ist daher grundsätzlich zu bevorzugen. Hier werden unmittelbar effektive Spannungen im Mineralkorngerüst und daraus resultierende Deformationen erhalten. Die totalen Spannungen müssen dann bei Bedarf über eine nachfolgende Berechnung ermittelt werden.

Für den Fall eines permeablen Dammbauwerkes ($\alpha = \text{konstant} = 1$) sind zur Ermittlung der aus der Veränderung des hydraulischen Zustandes entlang des Strömungsweges resultierenden Einflüsse auf die mechanischen Spannungs- und Verformungszustände die mechanischen und hydraulischen Zustandsgrößen gekoppelt berechnet worden. Die im Rahmen dieser hydro-

mechanisch gekoppelten Berechnung erhaltene Effektivspannungsverteilung in der Querschnittsabdichtung zeigt im Grundsatz gleiche Effektivspannungen wie im Fall nicht gekoppelter Berechnungen bei explizitem Ansatz von spezifischen Strömungskräften. Allerdings sind am Modellrandbereich starke Abweichungen von der analytischen Lösung nach Gl. (5.18) zu verzeichnen. Diese Abweichungen sind weder durch eine verfeinerte Diskretisierung noch durch die Variation der Poissonzahl von $0,0 < \nu < 0,499$ zu eliminieren. Eine Ursache konnte allerdings nicht gefunden werden.

Ob sich der Zusammenhang zwischen Porendruckänderung und volumetrischer Deformation auch für den Fall einer komplexen dreidimensionalen Berechnung mit Simulation eines Streckenvortriebs nachweisen lässt, ist am Beispiel eines Streckenvortriebs im Teufenbereich potentieller Endlagerstandorte mit Hilfe eines räumlichen blockartigen Gebirgsmodells (3D) untersucht worden. Der hinsichtlich seines Tragverhaltens und seiner Beanspruchung analysierte kreisförmige Streckenquerschnitt befindet sich in der Mitte des 3D-Modells. In Verbindung mit der auf einer Länge von 32 m relativ fein vorgenommenen Diskretisierung im Zentrum des Berechnungsmodells lässt sich die bereits angesprochene räumlich-zeitliche Tragwerksentwicklung und damit auch die Entwicklung der Deformationen grundsätzlich durch einen realitätsnahen sukzessiven abschnittsweisen Ausbruch der Strecke simulieren. Die Abschlagslänge beträgt 2 m pro Tag.

Aus der Darstellung der berechneten volumetrischen Gesteinsverzerrung ε_{vol} am betrachteten RQ in einem querschlägigen horizontalen Gebirgsschnitt lässt sich die Änderung des volumetrischen Verzerrungszustandes für jeden Zwischenschritt der Berechnung ableiten, also unterschieden in den Berechnungsabschnitt der elastischen Balancierung und den Berechnungsabschnitt des jeweilig nachfolgenden 24-stündigen Strömungsprozesses. Aus dieser Darstellung lässt sich auch das Vorzeichen und somit die Art des Deformationsprozesses - Kompression mit einem positiven Vorzeichen oder Dilatation mit einem negativen Vorzeichen - detailliert zuordnen. Bei der hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung folgt bei Annäherung der Ortsbrust an den betrachteten Referenzquerschnitt eine Kompression des konturnahen Gebirgsbereichs. Bei Erreichen des Referenzquerschnitts bei $t = 0$ d ist ein Maximum an Kompression zu verzeichnen, das betragsmäßig deutlich größer ist als bei der lediglich mechanischen Berechnung. Nach Ortsbrustdurchfahrt kann die Gebirgskontur in den Streckenbereich konvergieren. Demzufolge wird auch hier sowohl für den Berechnungsabschnitt der elastischen Balancierung wie auch für den Berechnungsabschnitt der 24-stündigen Simulation mit Fluidströmung bei $t = 1$ d eine Dilatation berechnet.

Es ist somit zusammenfassend anzunehmen, dass die Verformungsmöglichkeit der Ortsbrust in den Hohlraum hinein bei Annäherung an den betrachteten Referenzquerschnitt den vorstehend mit der Gl. (5.8) beschriebenen Sachverhalt überdurchschnittlich beeinflusst.

Bei Ansatz einer gegenüber dem Referenzwert von $k_f = 2 \cdot 10^{-13}$ m/s reduzierten Gebirgsdurchlässigkeit sind am betrachteten Referenzquerschnitt im Horizontalschnitt in Streckenvortriebsrichtung aufgrund der hydro-mechanischen Kopplung bereits im Berechnungsabschnitt der elastischen Balancierung deutliche Porenwasserdruckerhöhungen über den hydrostatischen Druckzustand hinaus zu beobachten, die in ihren jeweiligen Maximalwerten betragsmäßig die Porenwasserdrücke, die sich bei nachfolgender Simulation des Strömungsprozesses ergeben, übersteigen. Mit fortschreitendem Streckenausbruch wird dieser maximale Porenwasserdruck jedoch schnell wieder auf den Bereich des angesetzten primären hydrostatischen Spannungszustands reduziert. Ursache hierfür sind sowohl dilatante Deformationen wie auch der Strömungsprozess selbst.

Bei der Analyse von laborativen Befunden ist die Frage aufgetreten, ob das messtechnisch phänomenologisch beobachtete zeitabhängige Materialverhalten auf viskosen Materialeigenschaften der Tongesteinsmatrix beruht oder auf andere Ursachen zurückzuführen ist. Hierzu sind weitere grundlegende Untersuchungen erforderlich.

Ergänzende numerische Untersuchungen mit hydro-mechanischer Kopplung mit *CODE_BRIGHT* unter Verwendung eines rotationssymmetrischen Prüfkörpermodells haben gezeigt, dass als Folge des Abbaus von Porenwasserdruckdifferenzen zeitabhängige Deformationen identifiziert werden können.

6 Ermittlung von charakteristischen Stoffmodellparametern zur Beschreibung des geomechanisch-geohydraulischen Materialverhaltens von Tongesteinsformationen

6.1 Ermittlung von Stoffmodellparametern auf der Grundlage international verfügbarer Literatur

In Hou (2002) zu finden und hier in Tabelle 6.1 wiedergegeben ist eine Zusammenstellung der für das Stoffmodell *Hou/Lux-T* erforderlichen Parameter für Tonstein aus Bure sowie für Opalinuston aus Mont Terri. Dabei ist darauf hinzuweisen, dass die Parameter teilweise der international verfügbaren Literatur entnommen werden konnten und teilweise eingeschätzt werden mussten, da keine Befunde aus laborativen Untersuchungen vorliegen.

<i>Hou/Lux-ODS (Tonstein aus Bure)</i>			<i>Hou/Lux-MDS (Tonstein aus Bure)</i>			<i>Hou/Lux-ODS (Opalinuston aus Mont Terri)</i>			<i>Hou/Lux-MDS (Opalinuston aus Mont Terri)</i>		
$\bar{\eta}_k^*$	MPa·d	$3,25 \cdot 10^7$	a_0	-	0,1	$\bar{\eta}_k^*$	MPa·d	$3,25 \cdot 10^7$	a_0	-	0,1
k_2	1/MPa	-0,104	a_1	-	6,0	k_2	1/MPa	-0,104	a_1	-	6,0
\bar{G}_k^*	MPa·d	$1,15 \cdot 10^4$	a_2	-	10,0	\bar{G}_k^*	MPa·d	$1,15 \cdot 10^4$	a_2	-	10,0
k_1	1/MPa	-0,005	a_3	1/d	$2,0 \cdot 10^{-10}$	k_1	1/MPa	-0,005	a_3	1/d	$2,0 \cdot 10^{-10}$
$\bar{\eta}_m^*$	MPa·d	$9,0 \cdot 10^8$	a_4	-	0,45	$\bar{\eta}_m^*$	MPa·d	$1,0 \cdot 10^{29}$	a_4	-	0,45
m	1/MPa	-0,001	a_5	1/MPa	0,0003	m	1/MPa	0	a_5	1/MPa	0,0003
l	1/K	0	a_6	MPa	75,0	l	1/K	0	a_6	MPa	75,0
T	K	298	a_7	MPa	56,0	T	K	298	a_7	MPa	64,5
			a_8	1/MPa	0,025				a_8	1/MPa	0,025
			a_9	-	1,75				a_9	-	1,15
			a_{10}	1/MPa	0,0001				a_{10}	1/MPa	0,0001
			a_{15}	1/d	$1,0 \cdot 10^{-14}$				a_{15}	1/d	$1,0 \cdot 10^{-14}$
			a_{16}	-	12,5				a_{16}	-	12,5
			a_{17}	-	5,0				a_{17}	-	5,0
<i>Hooke</i>			W_{g0}	%	5,0 – 8,0	<i>Hooke</i>			W_{g0}	%	6,1
E	MPa	5000	a_W	-	3,0	E	MPa	5000	a_W	-	3,0
μ	-	0,27	b_W	-	3,0	μ	-	0,27	b_W	-	3,0

Tabelle 6.1 Zusammenstellung der auf einer Auswertung international verfügbarer Literatur basierenden Parameter für das Stoffmodell *Hou/Lux-T* für Tonstein aus Bure sowie für Opalinuston aus Mont Terri nach Hou (2002), teilweise Abschätzungen

So werden in *Ghoreychi (1997)* Versuchswerte zur Festigkeit und zur Schädigungsgrenze des Tonsteins aus Bure angegeben (natürlicher Wassergehalt $w_0 \approx 5 - 8 \%$), *Bild 6.1*.

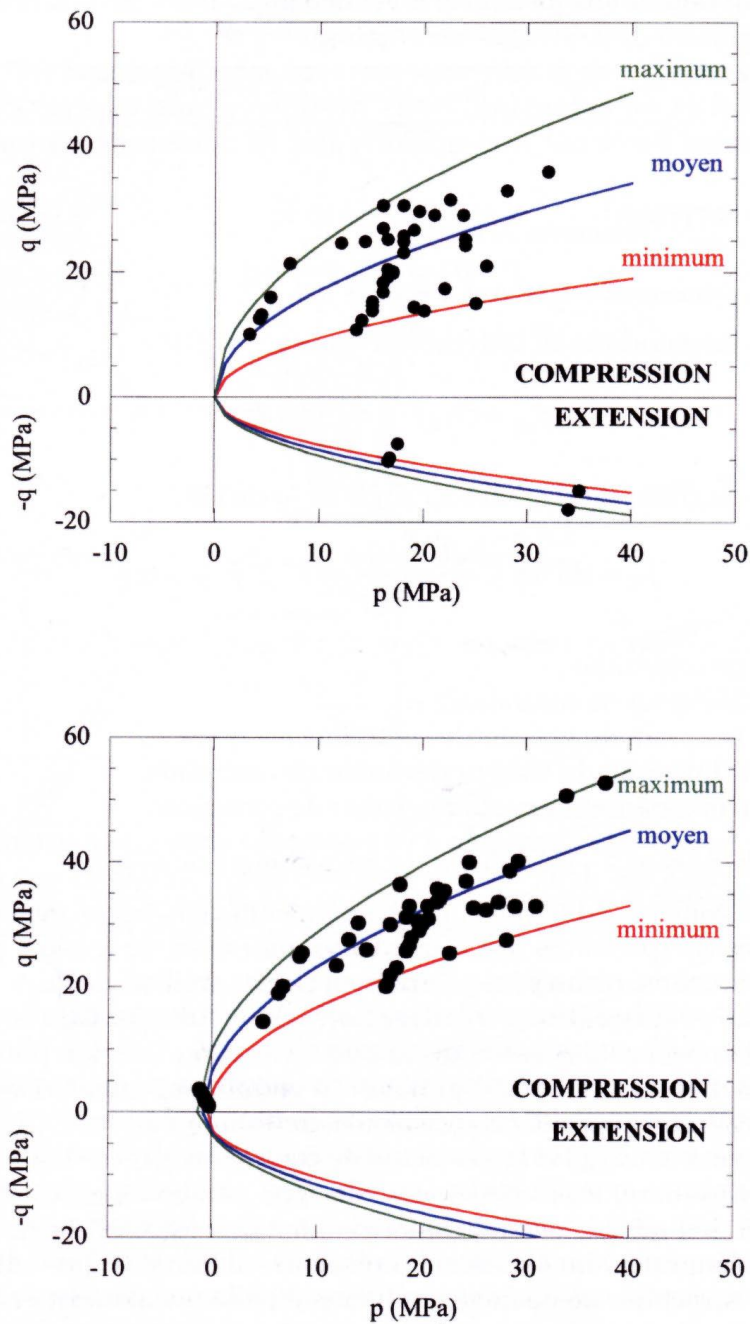


Bild 6.1 Schädigungsgrenze (oben) und Spitzenfestigkeit (unten) des Tongesteins in Bure nach *Ghoreychi (1997)*, Anmerkung: $p = I_1/3 = \sigma_m$, $q = \sigma_v$

Auf diesen Versuchsdaten aufbauend sind jeweils eine untere, eine mittlere und eine obere Festigkeitsfunktion sowohl unter TC-Beanspruchungen wie auch unter TE-Beanspruchungen formuliert worden. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit sind nur die mittlere Festigkeit und die zugehörige Schädigungsgrenze in die Betrachtung einbezogen und in *Tabelle 6.1* übernommen worden.

Auf die Abhängigkeit der Bruchfestigkeit vom Wassergehalt wird in *Bild 6.2 (oben)* hingewiesen.

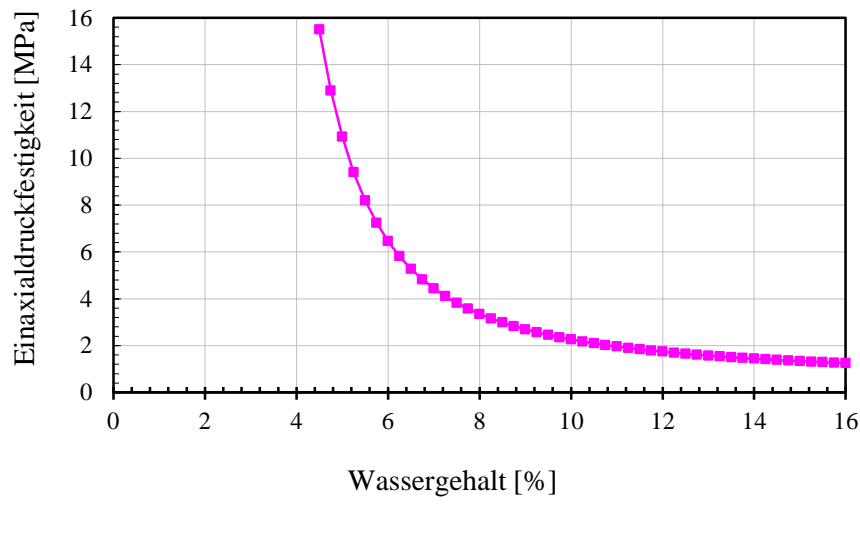
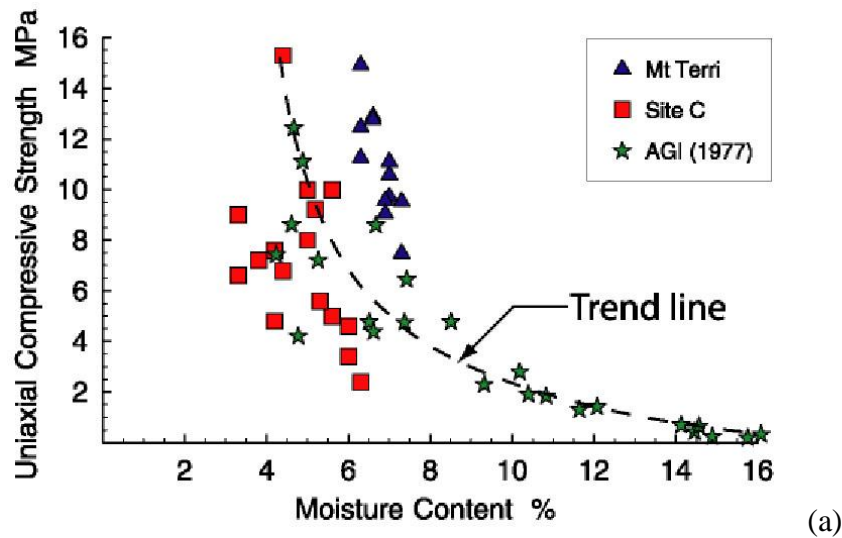
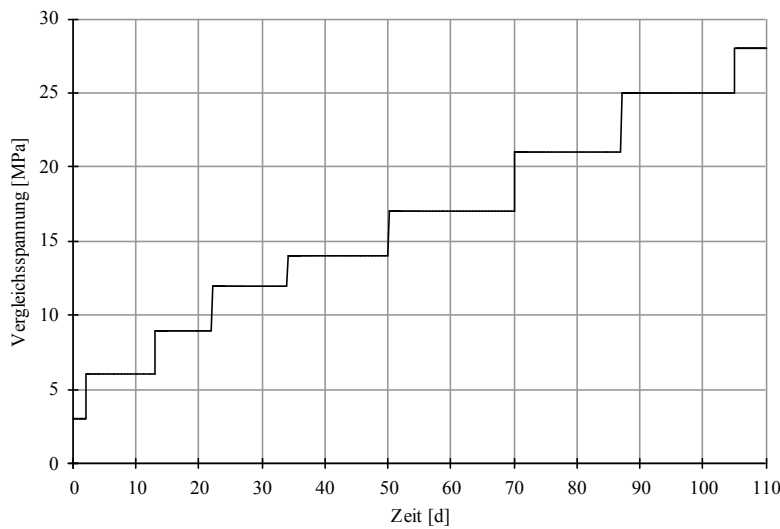


Bild 6.2 Einaxialdruckfestigkeit von Opalinuston in Abhängigkeit vom Wassergehalt (a) Versuchswerte in Martin & Lanyon (2001), (b) Rechenwerte mit dem Festigkeitsmodell nach Hou (2002)

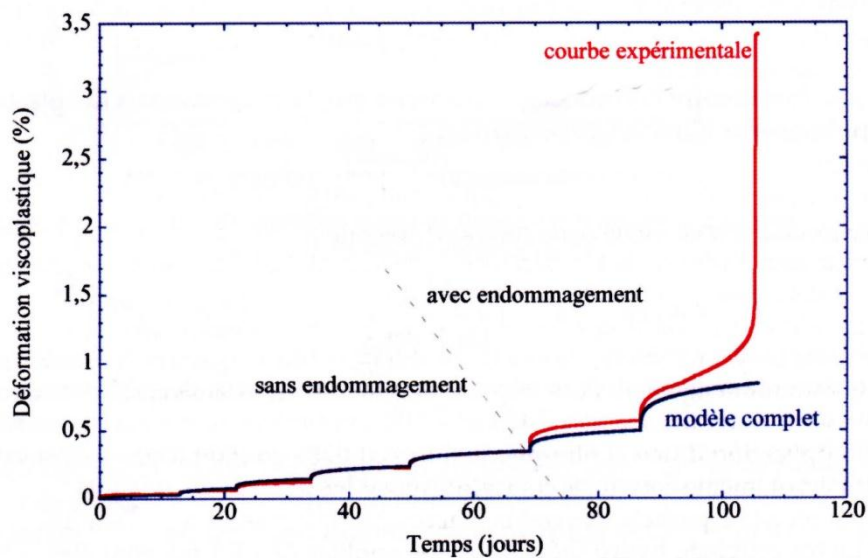
Die in Gl. (4.55) enthaltenen Materialparameter zur Bestimmung der Abhängigkeit der Festigkeit vom Wassergehalt müssen lokationsbezogen ermittelt werden. Da Versuchsdaten in dieser Hinsicht nicht ausreichend vorhanden sind, können die Materialparameter a_w und b_w für den Tonstein aus Bure sowie für den Opalinuston aus Mont Terri noch nicht explizit abgeleitet werden. Im Rahmen von *Hou (2002)* sind diese Parameter abgeschätzt und in *Tabelle 6.1* übernommen worden. Die Abschätzung zeigt *Bild 6.2(unten)*.

Versuchsergebnisse zum Kriechbruchverhalten zeigt *Bild 6.3*, *Ghoreychi (1997)*. Die Belastungsgeschichte des Mehrstufenversuchs ist aus *Bild 6.3a* zu entnehmen. *Bild 6.3b* zeigt gemess-

sene Kriechdeformationen bei einem Manteldruck von $\sigma_3 = 10$ MPa und Raumtemperatur sowie bei einer stufenweisen Belastungserhöhung bis zum Kriechbruch.



(a)



(b)

Bild 6.3: Kriechverhalten von Tonstein aus der Lokation Bure nach Ghoreychi (1997) mit (a) Belastungsgeschichte und (b) gemessener Vertikalverzerrung nach Ghoreychi (1997)

Mit den Parametern aus *Tabelle 6.1* ist es nach *Hou (2002)* gelungen, die Versuchskurve bis zum Kriechbruch mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* rechnerisch nachzufahren, *Bild 6.4*. Daraus ist zu ersehen, dass die Vertikalverzerrung bis zum Beginn des tertiären Kriechens mit verschiedenen Stoffmodellen zufriedenstellend abgebildet werden kann und dass das in *Bild 6.3b* zu beobachtende tertiäre Kriechen bzw. der Kriechbruch aber im Rahmen dieses Vergleiches nur mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* beschrieben werden kann, *Hou (2002)*.

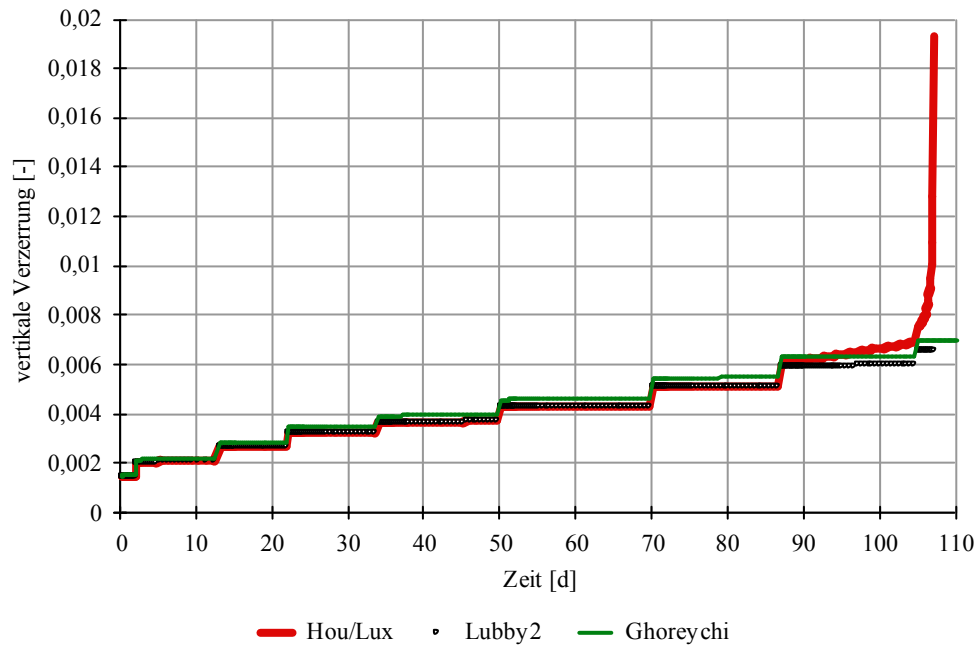


Bild 6.4: Nachrechnung eines Kriechversuchs mit Tonstein bei Beanspruchung bis zum Kriechbruch aus Ghoreychi (1997), hier: mit unterschiedlichen Stoffmodellen berechnete Vertikalverzerrung

Zusammen mit den ermittelten Bruch- und Gefügefestigkeitsparametern wurden die restlichen Parameter für das Teilmodell *Hou-Lux-T-MDS* für Tonstein aus Bure und für Opalinuston aus Mont Terri abgeschätzt und in *Tabelle 6.1* zusammengestellt. Dabei sind die Festigkeitsparameter von Opalinuston aus Mont Terri entsprechend den Angaben in *Martin & Lanyon (2001)* angepasst ($c = 3 \text{ MPa}$ und $\phi = 25^\circ$). Eine stationäre Kriechrate ist zunächst auf der Grundlage der in der Literatur beschriebenen laborativen Beobachtungen nicht berücksichtigt worden. Die Verheilungsparameter a_{11} bis a_{14} tauchen nicht auf, da das Verheilungsverhalten wie auch das Quellverhalten und das Schrumpfverhalten des untersuchten Tonsteins aus Bure und auch des Opalinustons aus Mont Terri vernachlässigbar klein zu sein scheinen bzw. hier nicht einbezogen werden. Weiterhin sind drei neue Parameter zur Beschreibung der Abhängigkeit der Bruchfestigkeit, der Gefügefestigkeit und der Steifigkeit vom Wassergehalt eingeführt worden, *Hou (2002)*.

6.2 Ermittlung von Stoffmodellparametern auf der Grundlage durchgeführter eigener laborativer Untersuchungen - Eingabedatensatz Mont Terri

Eine zusammenfassende Betrachtung der am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik in den vergangenen Jahren durchgeführten umfangreichen laborativen Untersuchungen an Tonge-

steinen aus Mont Terri führt aktualisiert in Anlehnung an *Lux et al. (2006)* zu folgenden, teilweise von den bisherigen z.B. bei *Hou (2002)* dargestellten Ergebnissen abweichenden Beobachtungen und Schlussfolgerungen:

- Das untersuchte Tongestein weist bei triaxialer Kompressionsbeanspruchung mit stufenweiser deviatorischer Beanspruchungssteigerung nach jedem Lastwechsel zusätzlich zu dem elastischen Deformationsanteil einen inelastischen Deformationsanteil auf (*plastischer Deformationsanteil*).
- Bei einer moderaten Zunahme der deviatorischen Beanspruchung zeigt das untersuchte Tongestein keine mit der Beanspruchungserhöhung einhergehende signifikante kurzfristige Deformationszunahme (*keine signifikante transiente Deformationsphase bei moderater Erhöhung der Deviatorspannung*).
- Der anfänglich überlinear zunehmende inelastische Deformationsanteil wird bereits nach kurzer Versuchsdauer (2 – 4 Tage) von einem während eines Zeitraums von mehr als 100 Tagen eindeutig erkennbaren, linear mit der Zeit zunehmendem Deformationsanteil überlagert (*phänomenologisch stationäre Kriechrate eindeutig detektierbar*).
- Triaxiale Kompressionsversuche zur Ermittlung von u.a. der von Tongestein kurzfristig bruchlos ertragbaren Verzerrung ergeben in Relation zu Steinsalz gesehen sehr geringe Zahlenwerte für die Bruchdeformation von $\varepsilon_{1f}^- = 0,5 - 1,5 \%$.
- Die von Tongestein kurzfristig bruchlos ertragbaren Verzerrungen sind eindeutig von anisotropen Materialeigenschaften dominiert und können betragsmäßig der Beanspruchungsrichtung zugeordnet werden (P-Proben mit $\varepsilon_{1f}^- \approx 0,5 \%$ / S-Proben mit $\varepsilon_{1f}^- \approx 1,5 \%$).
- Eine im Vergleich zu Steinsalz eindeutig definierbare schädigungsinduzierte zusätzliche Gesteinsdeformation kann an den unter einer isotropen Beanspruchung in Probendruckbehältern zwischengelagerten Tonsteinprüfkörpern nicht nachgewiesen werden (längerfristige tertiäre Kriechdeformationen mit akzelerierter Kriechrate nicht beobachtet; Versagen erfolgt in seiner Zeitabhängigkeit relativ kurzfristig (2-5h).

Auf der Grundlage der in *Abschnitt 3* dokumentierten laborativen Untersuchungen wird der Eingabedatensatz aus Tabelle 6.1 für den Opalinuston aus Mont Terri entsprechend *Tabelle 6.2* modifiziert.

Hou/Lux-ODS (Opalinuston aus Mont Terri)			Hou/Lux-MDS (Opalinuston aus Mont Terri)		
$\bar{\eta}_k^*$	MPa·d	$2,15 \cdot 10^6^*$	a_0	-	1,0
k_2	1/MPa	-0,077*	a_1	-	6,0
\bar{G}_k^*	MPa·d	$1,54 \cdot 10^5^*$	a_2	-	10,0
k_1	1/MPa	-0,0037*	a_3	1/d	$2,0 \cdot 10^{-10}$
$\bar{\eta}_m^*$	MPa·d	$8,0 \cdot 10^6$	a_4	-	0,4
m	1/MPa	-0,06	a_5	1/MPa	0,02
l	1/K	0	a_6	MPa	50,5
T	K	298	a_7	MPa	40,0
			a_8	1/MPa	0,14
			a_9	-	1,15
			a_{10}	1/MPa	0,0001
			a_{15}	1/d	$1,0 \cdot 10^{-14}$
			a_{16}	-	16,0
			a_{17}	-	5,0
Elastische Parameter			W_{g0}	%	6,1
E	MPa	5000**	a_W	-	3,0
μ	-	0,27	b_W	-	3,0

Tabelle 6.2 Zusammenstellung der auf einer Auswertung eigener laborativer Untersuchungen basierenden Parameter für das Stoffmodell Hou/Lux-T für Opalinuston aus Mont Terri (*Düsterloh & Lux (2003a); **Mittelwert $\bar{E}_V = 5000$ MPa, prüfkörperindividueller Verformungsmodul in der ersten Laststufe von $E_V = 4400 - 8000$ MPa bzw. in den weiteren Laststufen bei Lasterhöhung von $E_V^* = 12000$ MPa)

7 Verifikation und Validierung

7.1 Vorbemerkung

Die in *Abschnitt 2* dargestellten Untersuchungsbefunde und Erfahrungen aus dem Feld, z.B. *Lux (2005)*, zeigen, dass in Verbindung mit der Auffahrung einer Strecke im Tonsteingebirge sehr unterschiedliche Deformationen auftreten. So werden neben den elastischen Verformungen und zeitlich sehr begrenzten transienten Verformungen auch sich längere Zeit noch weiter fortsetzende Deformationen, die phänomenologisch zunächst als stationäres Kriechen interpretiert werden können, beobachtet. Weiterhin ist es grundsätzlich möglich, dass durch fortgesetzte Entfestigungsprozesse zusätzliche, dann schädigungsbedingte Deformationen induziert werden, die ebenfalls als zeitabhängig erscheinen, nicht aber auf einem viskosen Materialverhalten beruhen. Nicht erwähnt, aber weiterhin möglich sind auch zeitabhängige Deformationen, die auf Änderungen des Porenwasserdrucks zuzuführen sind. Tongestein zeigt damit im Grundsatz ein mehr als nur marginales zeitabhängiges Deformationsverhalten, das allerdings auf verschiedenen Mechanismen beruhen kann.

Zur Beschreibung derartiger Prozesse ist das Stoffmodell *Hou/Lux-T* grundsätzlich in der Lage. Dieses Stoffmodell umfasst neben den elastischen und transienten sowie stationären Verformungen noch einen Ansatz für das Entfestigungsverhalten von Tongestein, das zu zusätzlichen Verformungen mit dann akzelerierter Deformationscharakteristik führen kann. Die hydraulisch bedingten Deformationen ergeben sich allerdings erst bei gekoppelter Simulation der mechanischen und hydraulischen Prozesse.

Im Rahmen einer ersten Validierung der in *Abschnitt 6.1* aufgeführten und aus *Hou (2002)* ermittelten Stoffmodellparameter hat sich gezeigt, dass eine zufriedenstellende numerische Simulation eigener laborativer Messergebnisse nicht erreicht werden kann. Daher ist im Rahmen der nachstehenden Validierung eine Modifikation ausgewählter Stoffmodellparameter vorgenommen worden, die nunmehr auch die eigenen laborativen Ergebnisse in hinreichendem Maße abbilden.

Die in *Abschnitt 3* dokumentierten laborativen Untersuchungen an Opalinuston aus Mont Terri zeigen generalisiert folgende Materialcharakteristik:

- Elasto-plastische Anfangsverformung (ausgeprägte transiente Kriechanteile eher nicht beobachtet),
- Vorhandensein einer schwach überlinear spannungsabhängigen stationären Kriechrate,

- Keine ausgeprägten tertiären Kriechdeformationen (Kriechbruch erfolgt relativ kurzfristig innerhalb von 2-5h)

Nach einer Berechnung zur Verifikation des implementierten Stoffmodells *Hou/Lux-T* an einem exemplarischen Prüfkörpermodell erfolgt die Validierung des Stoffmodells in vier Stufen mit den Stufen 1, 2 und 3 in diesem *Abschnitt 7* in den Unterabschnitten 7.3, 7.4 und 7.5 und der Stufe 4 in dem nachfolgenden *Abschnitt 8* mit

- Stufe 1 und Stufe 2: Rechnerische Simulation von Laborversuchen,
- Stufe 3: Numerische Vergleichsberechnungen mit Ansatz unterschiedlicher Stoffmodelle,
- Stufe 4: Analyse eines Fallbeispiels.

7.2 Verifikation

Im Rahmen von orientierenden Verifikationsberechnungen wird das Stoffmodell *Hou/Lux-T* auf die rechnerische Simulation eines einstufigen Kriechversuches angewendet, der mit einem Tongesteinprüfkörper unter triaxialer Beanspruchung mit $\sigma_1 = 39 \text{ MPa}$ und $\sigma_3 = 10 \text{ MPa}$ ($\sigma_v = 29 \text{ MPa}$) durchgeführt worden ist. *Bild 7.1* zeigt als Ergebnis der rechnerischen Simulation des triaxialen Kriechversuchs die Axialverzerrung, die in Abhängigkeit von der Zeit aufgetragen ist. Die verwendeten Parameter sind hier zunächst unabhängig von realen Laborversuchen gewählt worden. Sie sind so gewählt, dass die einzelnen Verzerrungsanteile plakativ zur Wirkung kommen.

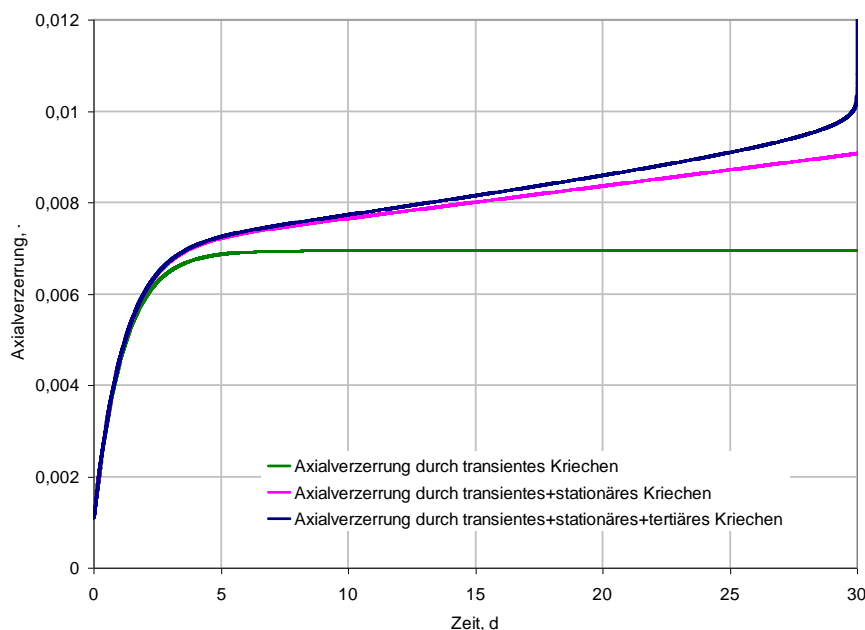


Bild 7.1: Axiale Verzerrung eines rechnerisch simulierten triaxialen Kriechversuches mit zeitabhängiger Darstellung der unterschiedlichen Kriechdeformationsanteile

Kurve 1 (grün) beschreibt das transiente Kriechverhalten des Prüfkörpers. Eine anfänglich sehr hohe transiente Kriechrate klingt bei dem Parameteransatz schon nach wenigen Tagen sehr stark ab, bis sie schließlich auf Null zurückgeht. Dem transienten Kriechen überlagert ist in der zweiten Kurve (magenta) das stationäre Kriechverhalten mit einer stationären Kriechrate, die mit dem daraus resultierenden stationären Kriechanteil in ihrer zahlenmäßigen Auswirkung auf die Gesamtverzerrung allerdings in den ersten Tagen im Vergleich zum transienten Kriechanteil verschwindend gering ist. Deshalb sind die beiden Kriechkurven in der Anfangsphase nahezu gleich. Erst mit dem Abklingen der transienten Verzerrungsrate und der weiter fortschreitenden Zeit tritt der stationäre Kriechanteil signifikant hervor. Dieser Kriechanteil bewirkt, dass langfristig eine konstante, aber von Null verschiedene Kriechrate besteht, so dass die Verzerrungen und damit die Kriechdeformationen nicht zum Stillstand kommen. Durch den weiterhin überlagerten Deformationsmechanismus des tertiären (= schädigungsinduzierten) Kriechens wird in der dritten Kurve (blau) deutlich, dass auch das akzelerierte Kriechen mit dem finalen Kriechbruchversagen simuliert werden kann. Der Anstieg der Axialverzerrung ist deutlich in seiner überlinearen Charakteristik zu erkennen, d.h. die Rate der axialen Verzerrung nimmt in dieser Phase (im Bild etwa ab dem 20. Tag) sehr stark zu, zurückzuführen auf den zeitabhängigen Schädigungsprozess in Verbindung mit dem durch die Schädigung zusätzlich induzierten Kriechanteil. *Bild 7.2* zeigt ergänzend noch die zu den in *Bild 7.1* dargestellten schädigungsinduzierten zeitabhängigen Deformationen gehörende Schädigung D und Dilatanz ε_{vol} , ebenfalls im Verlauf der Zeit.

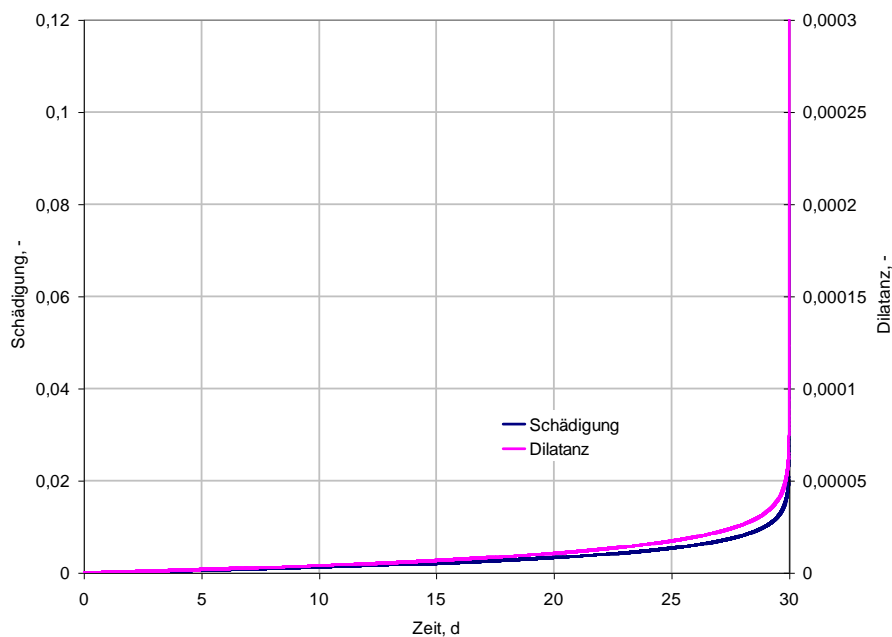


Bild 7.2: Schädigung und Dilatanz eines rechnerisch simulierten triaxialen Kriechversuches in zeitabhängiger Darstellung (magenta = Dilatanz, blau = Schädigung)

Für den Modellansatz 1 mit nur transientem Kriechen und auch für den Modellansatz 2 mit kombiniertem transient-stationären Kriechen ergibt sich weder eine Schädigung noch eine Dilatanz. Nur für den Modellansatz 3 mit der Berücksichtigung eines schädigungsinduzierten Kriechens entwickeln sich Schädigung und Dilatanz im Lauf der Zeit.

7.3 Validierungsstufe 1: Simulation von triaxialen Kompressionsversuchen

Die in *Bild 7.3* vorgestellten Ergebnisse von triaxialen Kompressionsversuchen mit Tongestein aus Mont Terri zeigen, dass das Spannungs-Verzerrungsverhalten nur in sehr grober Näherung auch bei Beschränkung auf den Vor-Bruchbereich durch das linear-elastische Stoffmodell nach *Hooke* beschrieben werden kann, da bei zumindest größeren Beanspruchungen in Bezug auf das Bruchfestigkeitsniveau neben dem elastisch-reversiblen Verzerrungsanteil auch plastisch-irreversible Verzerrungsanteile in etwa gleicher Größenordnung auftreten. Vereinfachend soll an dieser Stelle zur Beschreibung der nicht-linearen Spannungs-Verzerrungskurve bei Beschränkung auf monotone Beanspruchungszunahmeprozesse das pseudo-elastische Stoffmodell *Lubbyl* verwendet werden. Bei diesem Stoffmodell hängen die axialen Verzerrungen entsprechend Gl. (7.1) nur vom deviatorischen Spannungsanteil ab:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_1^e + \varepsilon_1^{ie} = \frac{\sigma_v}{E} + B \cdot \left(\frac{\sigma_v}{E} \right)^n \quad (7.1)$$

Die additive Verknüpfung der einzelnen Verzerrungsanteile ermöglicht eine einfache labortech-nische Identifizierung der einzelnen Anteile durch Zerlegung der Gesteinsverzerrungen in einen linear-elastischen und in einen nichtlinear-elastischen Anteil. Auf eine ausführlichere Darstellung des Stoffmodells *Lubbyl* wird an dieser Stelle verzichtet. Weitere Ausführungen hierzu sind bei *Lux (1984)* zu finden.

Zur Ermittlung der Materialparameter n und B wird zunächst das in *Bild 7.3* gezeigte Datenkollektiv aus mehreren TC-Versuchen durch eine als repräsentativ angesehene und rot dargestellte Ausgleichskurve approximiert, *Bild 7.4*. Danach wird der linear-elastische Verzerrungsanteil ε_1^e von den Gesamtverzerrungen ε_1 abgespalten. Der verbleibende, in *Bild 7.4* rot gestrichelt eingetragene Verzerrungsanteil ε_1^{ie} wird durch den Ansatz nach Gl. (7.2) beschrieben:

$$\varepsilon_1^{ie} = B \cdot \left(\frac{\sigma_v}{E} \right)^n \quad (7.2)$$

Zur Parameterbestimmung wird Gl. (7.2) logarithmiert:

$$\log \varepsilon_1^{ie} = \log \left(\frac{B}{E^n} \right) + n \cdot \log \sigma_v \quad (7.3)$$

Aus Gl. (7.3) ist zu ersehen, dass die Parameter n und B bei Auftragung der inelastischen Verzerrung ε_1^{ie} über der deviatorischen Beanspruchung σ_v in einem doppelt-logarithmischen Diagramm aus einer Ausgleichsgeraden erhalten werden können.

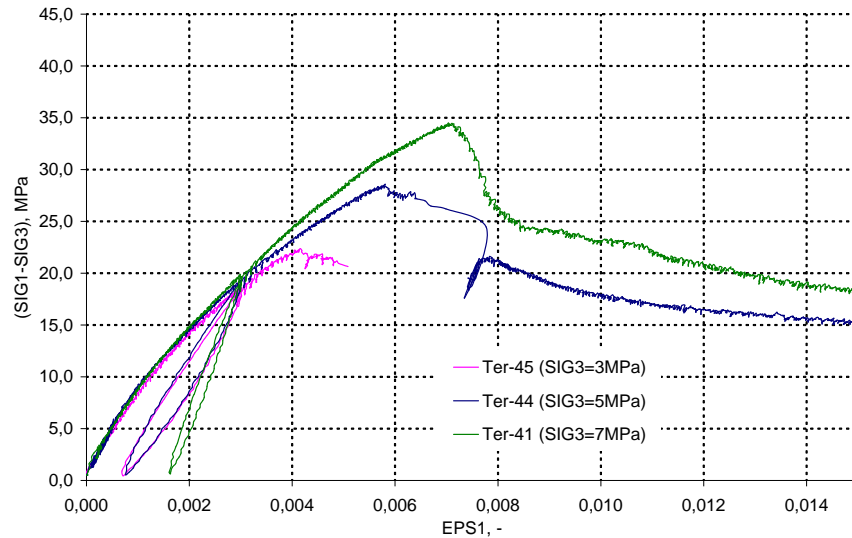


Bild 7.3: Ergebnisse triaxialer Kompressionsversuche an P-Proben aus Mont Terri im Spannungs-Verzerrungsdiagramm

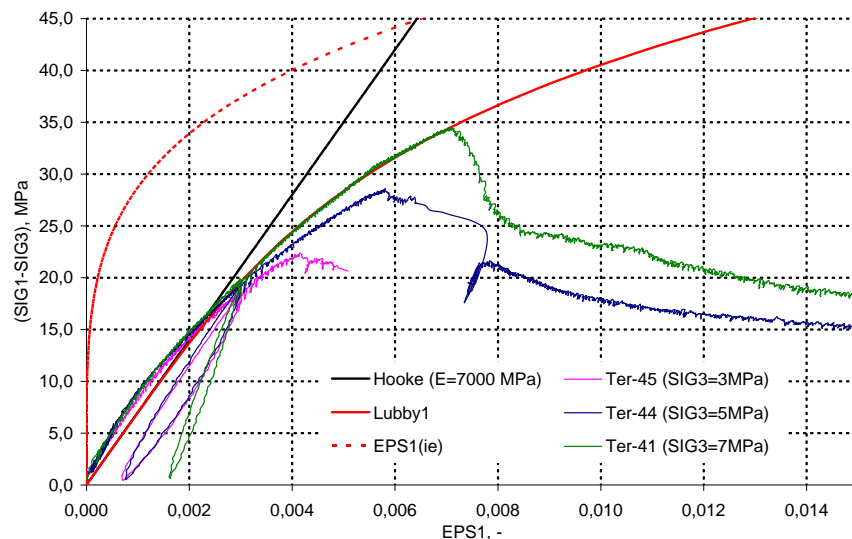


Bild 7.4: Ergebnisse triaxialer Kompressionsversuche an P-Proben aus Mont Terri im Spannungs-Verzerrungsdiagramm mit Unterscheidung der Verzerrungsanteile

Bild 7.5 zeigt die $\varepsilon_1^{ie}/\sigma_v$ - Wertepaare und die Ausgleichsgerade. Der Parameter n ergibt sich unmittelbar aus der Geradensteigung, während der Parameter B für einen vorgegebenen Punkt der Ausgleichsgeraden aus Gl. (7.2) berechnet werden kann. Bei einer Auswertung folgen für die Materialparameter die Zahlenwerte $n = 4,17$ und $B = 9,0 \cdot 10^6$.

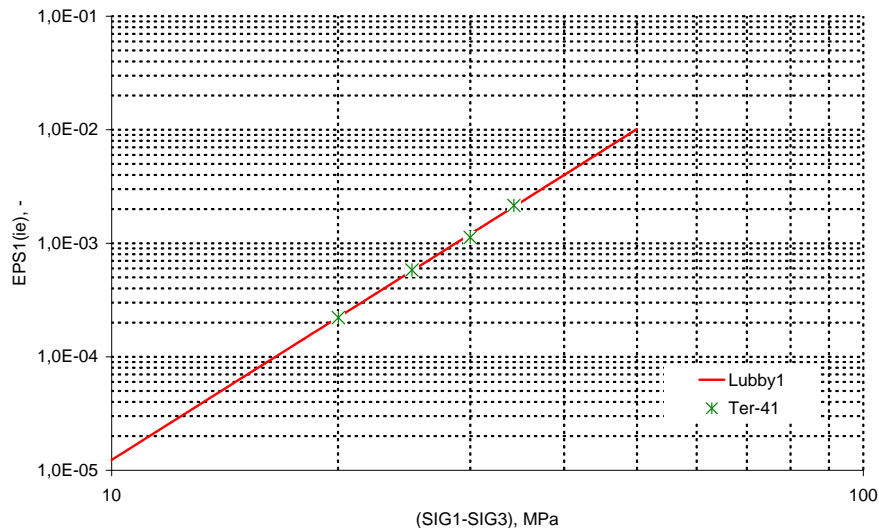


Bild 7.5: Ausgleichsgerade zur Ermittlung der Materialparameter n und B für das Stoffmodell Lubby1

7.4 Validierungsstufe 2: Simulation von triaxialen Kriechversuchen

7.4.1 Simulation eines einstufigen triaxialen Kriechversuches

In einer zweiten Validierungsstufe wird das Stoffmodell *How/Lux-T* mit den für Opalinuston Mont Terri abgeleiteten Kennwerten zur numerischen Simulation des Kriechverhaltens eines Tongesteinprüfkörpers der Lokation Mont Terri mit der internen Bezeichnung *Ter-114* angewendet. Der Prüfkörper wurde über einen Zeitraum von mehr als 200 Tagen mit einer triaxialen Belastung von $\sigma_1 = 16$ MPa und $\sigma_3 = 3$ MPa ($\sigma_v = 13$ MPa) beansprucht. Da es sich bei dieser Untersuchung um einen noch nicht abgeschlossenen Kriechversuch handelt, sind die Ergebnisse nicht in Abschnitt 3 dargestellt worden. Bild 7.6 zeigt die zeitabhängig gemessenen Verzerrungen (rote Kurve) in einem ε_1 / t – Diagramm.

Den Messbefunden wird die aus der numerischen Simulation erhaltene Prüfkörperdeformation in Form der Axialverzerrung (grüne Kurve) gegenüber gestellt. Im Hinblick auf die Intention, mit dem Parametersatz nach Tabelle 6.2 das Materialverhalten des untersuchten Tongesteins aus Mont Terri möglichst zutreffend abzubilden, ist festgestellt worden, dass zwar die gemessenen

viskosen Deformationen einigermaßen zutreffend erhalten werden, nicht aber die elastisch / plastischen Deformationen bei / kurz nach Aufbringen der Belastung. Um hier eine möglichst gute Übereinstimmung zu erreichen, musste der Verformungsmodul von dem Mittelwert $\bar{E}_V = 5000 \text{ MPa}$ auf einen prüfkörperindividuellen Zahlenwert von $E_V = 8000 \text{ MPa}$ erhöht werden.

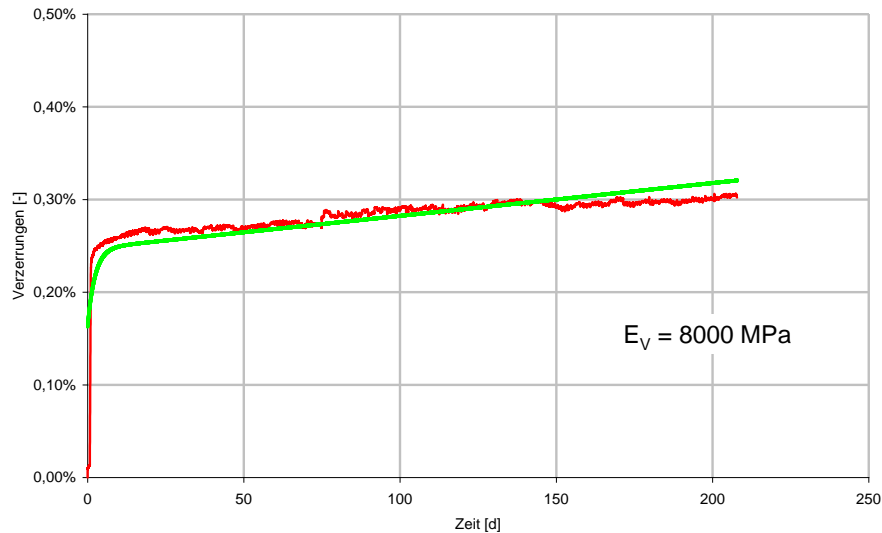


Bild 7.6: Laborativ im einstufigen Triaxialversuch ermittelte Verzerrungen für Tongestein aus Mont Terri im Vergleich mit numerisch simulierten Verzerrungen im ε_1/t -Diagramm

Aus Bild 7.6 ist damit eine insgesamt relativ gute Übereinstimmung Messwerte – Berechnungswerte erhalten worden. Allerdings ist nicht zu erwarten, dass in jedem Fall eine derart gute Übereinstimmung Messkurve – Berechnungskurve vorliegen wird (\rightarrow natürliche Streubreite). Aus Bild 7.6 ist auch zu ersehen, dass nach einer Versuchszeit von etwa 140 Tagen bei $\varepsilon_1 \approx 0,30 \%$ die zunächst bis dahin etwa konstante Verzerrungsrate abnimmt, so dass die Verzerrungen kaum noch zunehmen. Hier wäre als Interpretation zur Modellierung auch folgender alternativer Ansatz möglich:

In den ersten gut 100 Tagen werden keine viskosen Verformungen wirksam; vielmehr erfolgt ein Konsolidierungsprozess, bei dem der durch die Beanspruchungsänderung induzierte Porenwasserdruck abgebaut wird und entsprechende Verformungen aktiviert werden. Nach Abbau des Porenwasserdrucks gehen die Deformationen dann auf Null zurück. Viskose und schädigungsinduzierte Deformationen treten nicht auf, da weder die Kriechgrenze noch die Schädigungsgrenze überschritten wird (vorh. $\sigma_V = 13 \text{ MPa}$ bei min $\sigma = 3 \text{ MPa}$).

7.4.2 Simulation von mehrstufigen triaxialen Kriechversuchen

Um zu zeigen, dass auch das Deformationsverhalten bei einem stufenweisen Anstieg der deviatorischen Beanspruchung mit dem Stoffmodell *How/Lux-T* abgebildet werden kann, ist in einem weiteren Beispiel in dieser Validationsstufe 2 eine rechnerische Simulation von mehrstufigen triaxialen Kriechversuchen durchgeführt worden. Eine Gegenüberstellung der gemessenen und der berechneten Deformationen mit den Versuchsergebnissen aus *Bild 4.27* zeigt *Bild 7.7a*. Dabei handelt es sich um insgesamt 5 Versuche bei jeweils gleicher deviatorischer Beanspruchung, aber unterschiedlicher Minimalspannung von $\sigma_3 = 10$ MPa bzw. $\sigma_3 = 15$ MPa mit Prüfkörperabmessungen von $d/h = 40/80$ mm. Die Berechnungsergebnisse sind in grüner Farbe dargestellt.

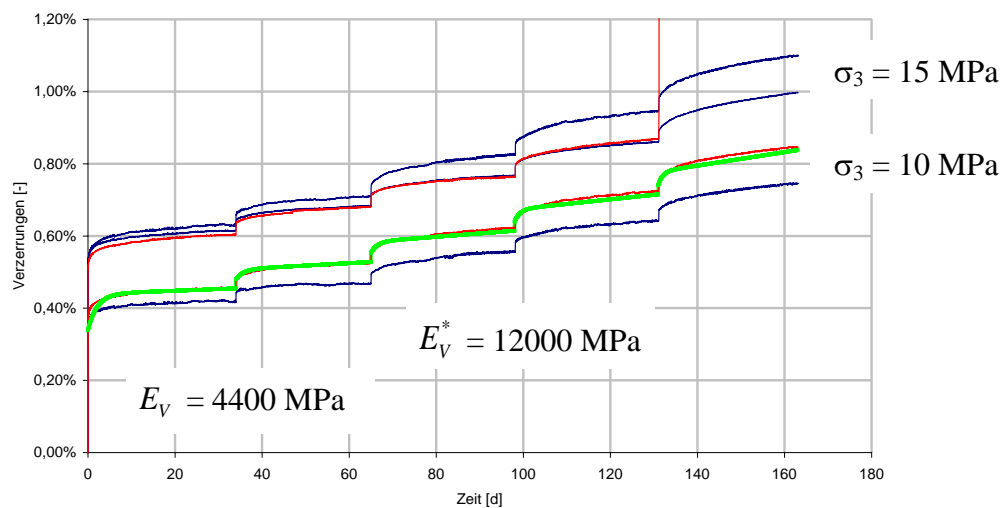


Bild 7.7a: Laborativ in mehrstufigen Triaxialversuchen ermittelte Verzerrungen für Tongestein aus Mont Terri im Vergleich mit aus der numerischen Simulation erhaltenen Verzerrungen im ε_1/t -Diagramm

Grundlage für den Vergleich sind die Messdaten der Prüfkörper *Ter-12* sowie *Ter-13* (rote Kurven). Entsprechend *Abschnitt 3* wurden die Prüfkörper in einer ersten Laststufe über einen Zeitraum von ca. 30 Tagen mit einer axialen Belastung von $\sigma_1 = 25$ MPa bei einem Manteldruck von $\sigma_3 = 10$ MPa ($\sigma_v = 15$ MPa) beansprucht. Um auch die zusätzlich induzierten Deformationen bei diskontinuierlicher Belastungserhöhung ermitteln zu können, wurde die deviatorische Beanspruchung durch Erhöhung der Axiallast um jeweils $\Delta\sigma = 3$ MPa in Abständen von ca. 30 Tagen intensiviert. Der Prüfkörper *Ter-12* versagte bei der 5. Belastungserhöhung ohne Anzeichen von zusätzlichen tertiären Deformationen mit einem Sprödbbruch. *Bild 7.7a* zeigt für den Prüfkörper *Ter-13* in dem ε_1/t -Diagramm die zeitabhängig gemessenen Verzerrungen im

Vergleich mit den berechneten Verzerrungen. Dabei ist allerdings auch hier ein prüfkörperindividueller Verformungsmodul in der ersten Laststufe von $E_V = 4400$ MPa sowie ein betragsmäßig sehr viel größerer Verformungsmodul von $E_V^* = 12000$ MPa in den weiteren Laststufen im Hinblick auf eine bessere Übereinstimmung von Berechnungs- und Messdaten angesetzt worden. Die angesetzten Verformungsmoduli liegen im Größenbereich des Erstbelastungsmoduls E_{V0} bzw. des Ent-/ Wiederbelastungsmoduls E_{EW} .

Die Ergebnisdaten von weiteren nach dem gleichen Schema bei einem Manteldruck von $\sigma_3 = 15$ MPa durchgeführten fünfstufigen Kriechversuchen (in *Bild 7.7a* einheitlich mit blauer Farbe dargestellt) zeigen tendenziell ein ähnliches zeitabhängiges Verhalten wie das vorstehend beschriebene Deformationsverhalten des Prüfkörpers *Ter-13*. Die einzelnen Messkurven scheinen sich auf den ersten Blick nur um die elastische Anfangsdeformation bei Erstbelastung zu unterscheiden. Um die Versuchsergebnisse in Bezug auf die zeitabhängigen Deformationen vergleichen zu können, sind in *Bild 7.7b* die bei einem Manteldruck von $\sigma_3 = 15$ MPa durchgeführten fünfstufigen Kriechversuche nach Modifikation der elastischen Anfangsdeformation gegenübergestellt. Hierzu ist der Verformungsmodul im Bereich von $E_V = 3000 - 5200$ MPa variiert worden (*curve fitting*). Diese modifizierte Darstellung gibt zumindest einen qualitativen Eindruck von der im Grundsatz guten Übereinstimmung von gemessenen und berechneten Prüfkörperdeformationen.

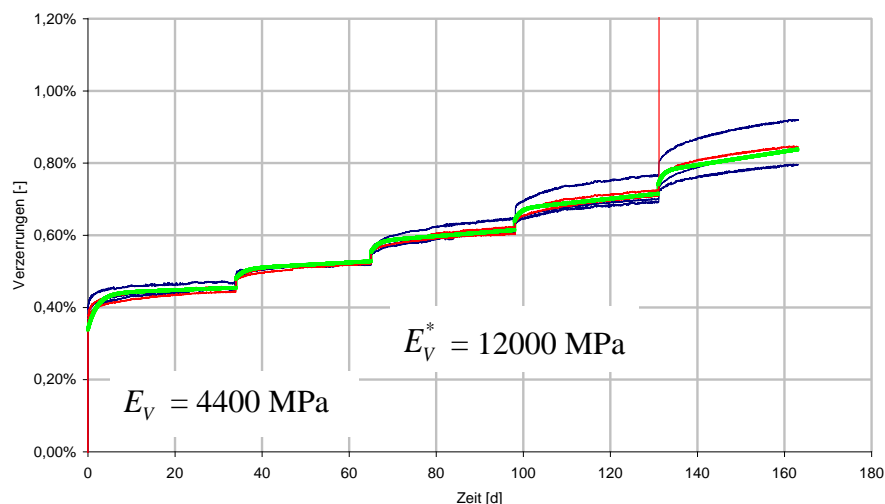


Bild 7.7b: Laborativ im mehrstufigen Triaxialversuch ermittelte Verzerrungen für Tongestein aus Mont Terri im Vergleich mit aus der numerischen Simulation erhaltenen Verzerrungen im ε_1 / t – Diagramm

Im Rahmen dieser physikalischen Modellierung sind die messtechnisch erfassten zeitabhängigen Deformationen wie schon zuvor als viskose Deformationen interpretiert worden. Andere Interpretationen entsprechend *Abschnitt 7.4.1* sind auch hier möglich.

7.4.3 Simulation eines dreistufigen triaxialen Kriechversuches mit Schädigung / Kriechbruch

In Anlehnung an die in *Abschnitt 3* beschriebenen laborativen Untersuchungen zur Ermittlung schädigungsinduzierter Deformationen wird das Stoffmodell *How/Lux-T* mit den im vorstehenden Abschnitt ermittelten Verformungsmoduli und den verwendeten viskosen Materialkennwerten zur numerischen Simulation des Kriechverhaltens eines weiteren Tonsteinprüfkörpers mit der internen Bezeichnung *Ter-16* angewendet (Prüfkörperabmessungen $d/h = 90/180$ mm). Der Prüfkörper ist über einen Zeitraum von jeweils 30 Tagen mit einer triaxialen Belastung mit Deviatorspannungen von $\sigma_v = 15$ MPa und 18 MPa beansprucht worden. Bedauerlicherweise musste die auf diesen Prüfkörper aufgebrachte Belastung aufgrund von elektronischen Problemen zweimal neu gestartet werden. Die zweite unfreiwillige Belastungserhöhung von $\sigma_v = 20$ MPa führte nach einer kurzen tertiären Kriechphase zum Bruch. Den Messbefunden gegenübergestellt wird die aus der numerischen Simulation erhaltene Prüfkörperdeformation in Form der Axialverzerrung, *Bild 7.8*.

Im Hinblick auf die Intention, mit dem Parameterdatensatz aus *Abschnitt 7.4.2* das Materialverhalten auch in diesem Versuch möglichst zutreffend abzubilden, ist hier ein prüfkörperindividueller Verformungsmodul von $E_v = 4400$ MPa in der ersten Laststufe sowie ein betragsmäßig sehr viel größerer Verformungsmodul von $E_v^* = 12000$ MPa bei den weiteren Laststufen angesetzt worden. Die Gegenüberstellung hat gezeigt, dass die Messdaten mit den verwendeten Parametern zwar tendenziell im Größenbereich der gemessenen Prüfkörperdeformationen liegen, den Kurvenverlauf sowie die Deformationszunahme nach Belastungserhöhung betragsmäßig jedoch nicht zutreffend abbilden. Der nach einer kurzen tertiären Kriechphase eingetretene Bruch ist ebenfalls nicht unter den gegebenen Deviatorspannungen abzubilden.

Wird die vorstehend beschriebene zweite unfreiwillige Belastungserhöhung mit einer deviatorischen Belastungserhöhung von $\sigma_v = 24,4$ MPa durch Reduzierung der Minimalspannung auf $\sigma_3 = 5,6$ MPa bei gleich bleibender axialer Beanspruchung von $\sigma_1 = 30$ MPa gleichgesetzt, kann der nach einer kurzen tertiären Kriechphase eingetretene Bruch simuliert werden.

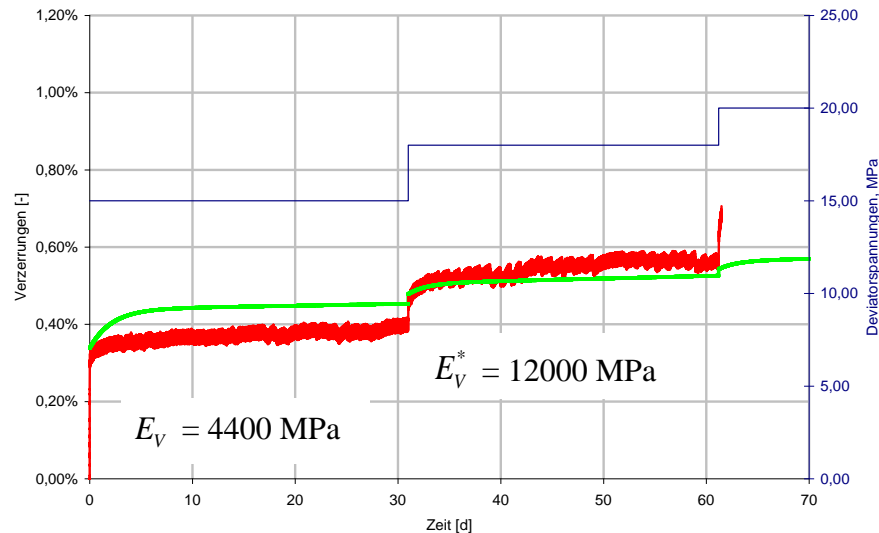


Bild 7.8: Laborativ in einem dreistufigen Triaxialversuch ermittelte Verzerrungen für Tongestein aus Mont Terri im Vergleich zu aus einer numerischen Simulation erhaltenen Verzerrungen im ε_1 / t – Diagramm (Prüfkörperdimension $d / h = 90 / 180$ mm)

Die vorstehend dargestellten Ergebnisse der zweiten Validierungsstufe zeigen zusammenfassend, dass mit einigen, auf den Verformungsmodul beschränkten Modifikationen das Kriechbruchverhalten des Tongesteins Mont Terri relativ gut abgebildet wird und das Stoffmodell das Kriechbruchverhalten mit schädigungsbedingter akzelerierter Kriechrate im Grundsatz nachvollziehen kann. Hier fehlen allerdings noch weitere auch vergleichende Analysen zur Validierung.

Aufgrund dieser Befunde soll nun nachfolgend im Rahmen einer weiteren Validierungsstufe noch eine exemplarische Anwendung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* auf Strecken im Tonsteingebirge im Vergleich zu einer elastisch-plastischen Modellierung erfolgen.

7.5 Validierungsstufe 3: Exemplarische Anwendung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* auf Strecken im Tonsteingebirge im Vergleich zu einer elastisch-plastischen Modellierung

Grundsätzlich wird das Tragverhalten von Hohlräumen im Fels (Festgebirge) mit einem elastoplastischen Stoffmodell (ohne / mit deformationsabhängiger Entfestigung) simuliert → sekundärer Spannungszustand, Ausdehnung pseudo-plastischer Zonen, Gebirgsdeformationen. Weiterentwicklungen sind der Ansatz eines elasto-viskoplastischen bzw. elasto-viskosen Stoffmodells und die Berücksichtigung eines anisotropen Gefüges aufgrund von Schichtungs- bzw. Schieferungsflächen im Mineralkorngefüge, z.B. Wittke (1984).

Mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* kann dieses Materialverhalten ebenfalls simuliert werden. Darüber hinaus werden mit den Parametern Schädigungsgrad und Dilatanz weitere Informationen zum Zustand des Gebirges in den geschädigten Zonen erhalten, die für eine differenzierte Bewertung des Tragverhaltens und für weiterführende hydro-mechanisch gekoppelte Berechnungen herangezogen werden können bzw. erforderlich sind. Daher liegt es nahe, unter möglichst gleichen Annahmen z.B. im Hinblick auf die Materialkennwerte einen Vergleich zwischen dem Stoffmodell nach klassischer Elastoplastizitätstheorie und dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* vorzunehmen. Dabei werden nachfolgend mit Differenzierung in Matrixversagen und Schichtflächenversagen zu einem (möglichst) identischen Auswertungszeitpunkt (Darstellung der Zustandsgrößen am betrachteten Messquerschnitt in Abhängigkeit vom Stand der Ortsbrust im 3D-Modell) insbesondere betrachtet:

- die Ausdehnung der pseudo-plastischen Zonen sowie die
- die Lage der pseudo-plastischen Zonen

in Abhängigkeit vom Schichtungseinfallen. Im Hinblick auf die Untersuchung des Schichtungseinflusses auf den Schädigungs- und Entfestigungsprozess bei Vergleich des Stoffmodells *Hou/Lux-T* mit einem elasto-plastischen Stoffmodell sind zwei unterschiedliche Schichtungswinkel vorgegeben worden, um die sich rechnerisch ergebenden Zonen des geschädigten / entfestigten Gesteins in Abhängigkeit vom Schichtungswinkel zu ermitteln und zu vergleichen. Dargestellt werden jeweils die Gebirgsbereiche, in denen die Schädigungsgrenze bzw. die Plastizitätsgrenze überschritten ist. In Anlehnung an *Lux (2005)* wird die Schädigungsgrenze bzw. Plastizitätsgrenze mit der Bruchgrenzfestigkeit nach *Mohr / Coulomb* gleichgesetzt mit folgenden Scherparametern:

- (1) Matrix: $c = 3,0 \text{ MPa}$, $\varphi = 25^\circ$ und
- (2) Schichtung: $c_s = 1,0 \text{ MPa}$, $\varphi_s = 17^\circ$.

Zusätzlich angegeben ist auch die Intensität der Schädigung in Form des Schädigungsgrades D , allerdings ohne weitere zahlenmäßige Bewertung, da hierfür die bis dato vorliegenden laborativen Befunde und makroskopischen Beobachtungen noch nicht ausreichen. Die Berechnungen wurden mit dem *FDM*-Programm *FLAC3D* durchgeführt.

Im Folgenden werden zwei Berechnungsvariationen vorgestellt:

(1) *Schichtungswinkel $\alpha_S = 22,5^\circ$*

Bei der ersten Berechnungsvariation wird im gesamten Modell ein Einfallswinkel für die Schichtung von $\alpha_S = 22,5^\circ$ angenommen, wobei die Schichtung von links unten nach rechts oben verläuft. In *Bild 7.9* sind die mit dem elasto-plastischen Stoffmodell unter Berücksichtigung der Schichtung berechneten pseudo-plastischen Zonen dargestellt. Ein Vergleich mit *Bild 7.10*, das die mit dem Stoffmodell *How/Lux-T* berechneten geschädigten Zonen zeigt, ergibt eine gute Übereinstimmung der Gebirgsbereiche mit Festigkeitsüberschreitung.

Bild 7.11 zeigt zusätzlich die Intensität der Schädigung.

Die am stärksten entfestigten Zonen treten dort auf, wo die Tangentialspannung etwa unter einem Winkel von $\alpha = 35^\circ - 40^\circ$ zur Schichtung verläuft. Die Entfestigung in den Schichtflächen ist die Folge einer Kombination aus der Größe der Tangentialspannung und der Richtung der Tangentialspannung zur Schichtungsebene. Der Winkel $\alpha \approx 37^\circ \approx 90^\circ - \beta_{\min}$ mit $\beta_{\min} = (45^\circ + \varphi/2)$ ist bei einem gegebenen Winkel der inneren Reibung von $\varphi_S = 17^\circ$ für die Schichtflächen in sehr guter Übereinstimmung mit den Ansätzen nach *Wittke (1984)* zur Ermittlung der Scherfestigkeit eines Gebirges mit transversal isotropen Korngefüge. Das dort visualisierte schichtungsbedingte Gesteinsfestigkeitsminimum führt zu einer extremalen Intensität der Schädigung in den Gebirgsbereichen, in denen die dadurch drastisch herabgesetzte Gebirgsfestigkeit überschritten wird.

In *Bild 7.11a* ist allerdings nicht in jeder nach *Bild 7.10* als geschädigt ausgewiesenen Zonen ein Schädigungsgrad zu erkennen. Grund hierfür ist die gewählte Skalierung. Da der dort berechnete Schädigungsgrad zahlenmäßig noch relativ gering ist, liegt er in diesen Zonen unterhalb des kleinsten als verschieden von Null dargestellten Schädigungsgrades.

Bild 7.11b zeigt daher ergänzend in einer anderen Skalierung die entsprechend *Lux et al. (2002b)* äquivalent zum Steinsalz mit einem Schädigungsgrad von $D = 10^{-4}$ festgelegten hydraulisch geschädigten Gebirgsbereiche.

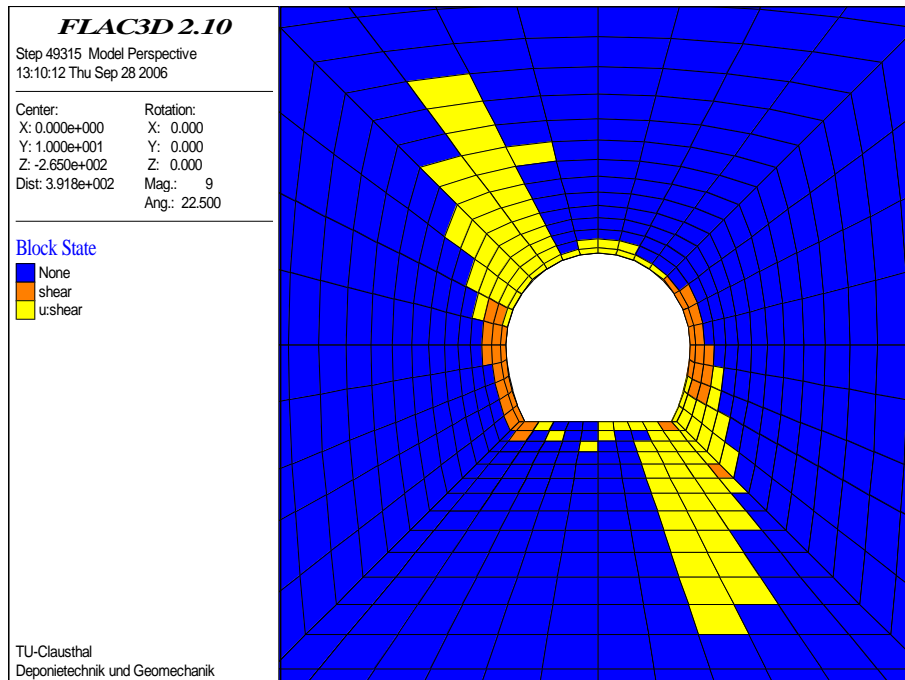


Bild 7.9: Pseudoplastische Zonen im Konturbereich der Referenzstrecke bei $\alpha_s = 22,5^\circ$ Schichtungsneigung (elastisch-plastische Berechnung ; gelb = Schichtungsversagen ; orange = Matrixversagen)

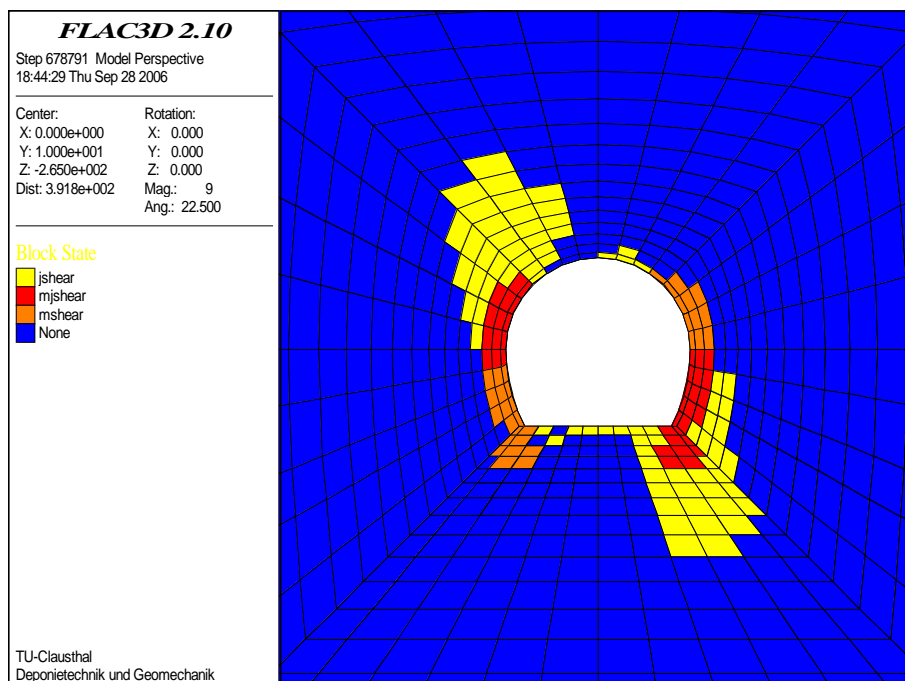


Bild 7.10: Geschädigte Zonen im Konturbereich der Referenzstrecke bei $\alpha_s = 22,5^\circ$ Schichtungsneigung (Berechnung mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T; gelb = Schichtungsversagen ; orange = Matrixversagen ; rot = Schichtungsversagen und Matrixversagen)

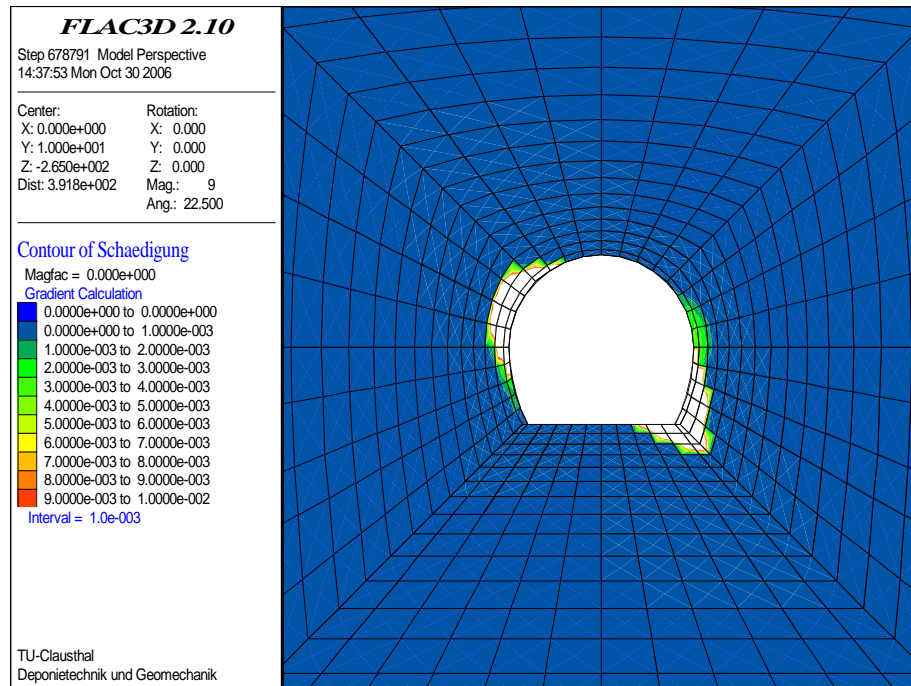


Bild 7.11a: Schädigungsgrad in den geschädigten Zonen im Konturbereich der Referenzstrecke bei $\alpha_s = 22,5^\circ$ Schichtungsneigung nach How/Lux-T

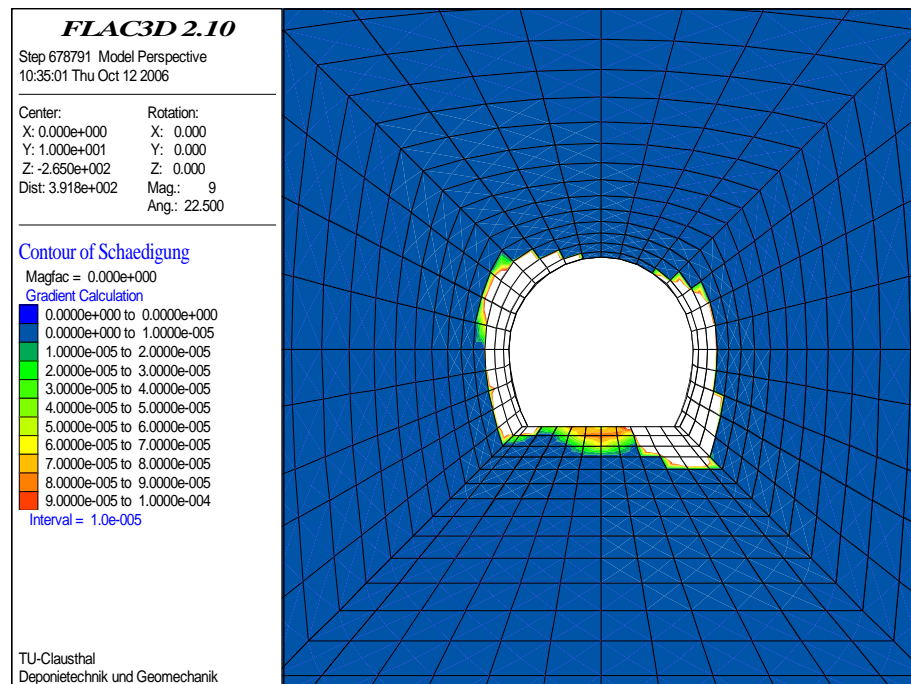


Bild 7.11b: Schädigungsgrad in den hydraulisch geschädigten Zonen ($\max D = 10^{-4}$) im Konturbereich der Referenzstrecke bei $\alpha_s = 22,5^\circ$ Schichtungsneigung nach How/Lux-T

(2) Schichtungswinkel $\alpha_s = 90^\circ$

Bei der zweiten Berechnungsvariation wird angenommen, dass der Schichtungswinkel $\alpha_s = 90^\circ$ beträgt, die Schichtung also vertikal verläuft (auch entsprechend einer vertikalen Schieferung). Nach *Bild 7.12* und *Bild 7.13* sind die pseudo-plastischen bzw. geschädigten Zonen erwartungsgemäß symmetrisch zur vertikalen Mittelebene der Strecke ausgebildet. Die von einer Festigkeitsüberschreitung betroffenen Gebirgsbereiche liegen in beiden Fällen vornehmlich in den oberen und unteren seitlichen Konturbereichen (Eckbereichen) und weisen eine etwa gleich große zonale Ausdehnungen auf.

Nach *Bild 7.14a,b* ist die maximale Entfestigung auch hier wieder dort zu beobachten, wo die Tangentialspannung etwa unter einem Winkel von $\alpha \approx 35^\circ - 40^\circ$ zur Schichtungsrichtung verläuft, da auch hier der Reibungswinkel der Schichtungsflächen mit $\phi_s = 17^\circ$ angesetzt ist. In der Firste und in der Sohle gibt es bei dieser Variation keine bzw. nur eine geringe Entfestigungszone, die allerdings auf Überschreitung der Schichtflächenfestigkeit beruht. Die Matrixfestigkeit wird dort nicht überschritten, *Bild 7.12* und *Bild 7.13*.

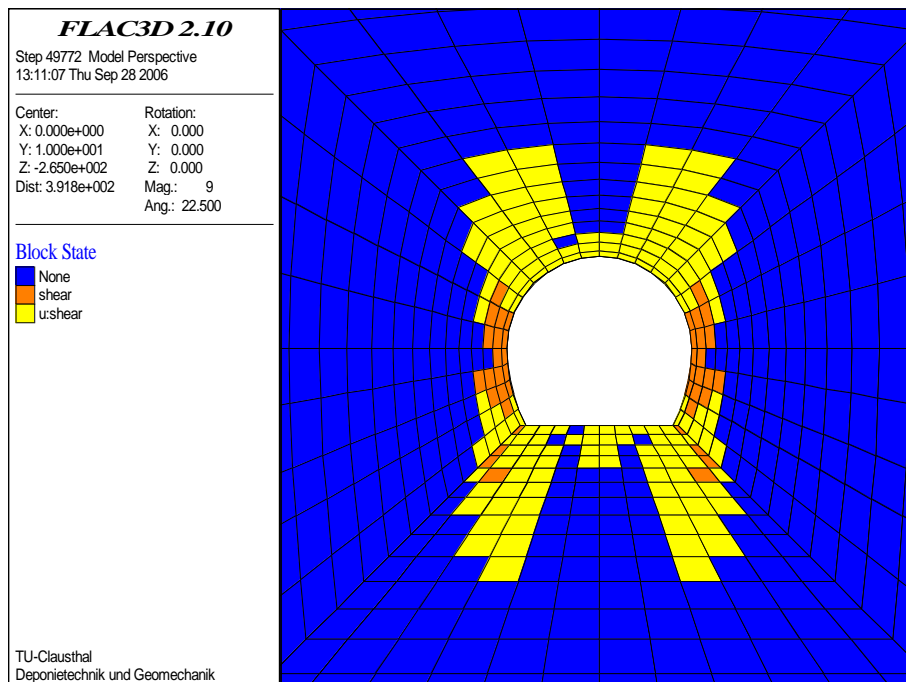


Bild 7.12: Pseudo-plastische Zonen im Konturbereich der Referenzstrecke bei einer senkrechten Schichtung (elastisch-plastische Berechnung ; gelb = Schichtungsversagen ; orange = Matrixversagen)

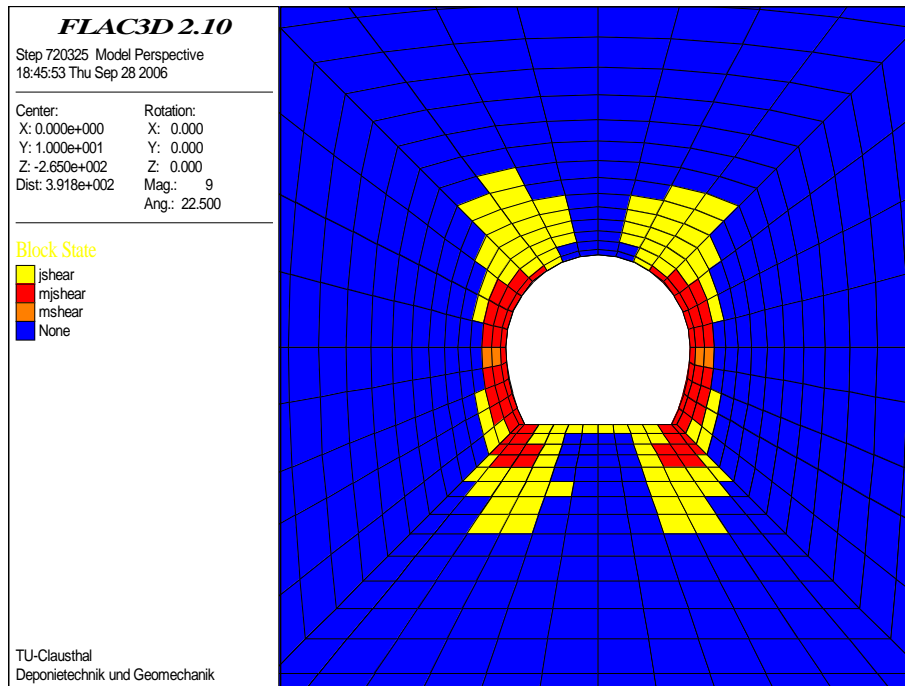


Bild 7.13: Geschädigte Zonen im Konturbereich der Referenzstrecke bei einer senkrechten Schichtung (Berechnung mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T; gelb = Schichtungsversagen ; orange = Matrixversagen ; rot = Schichtungsversagen und Matrixversagen)

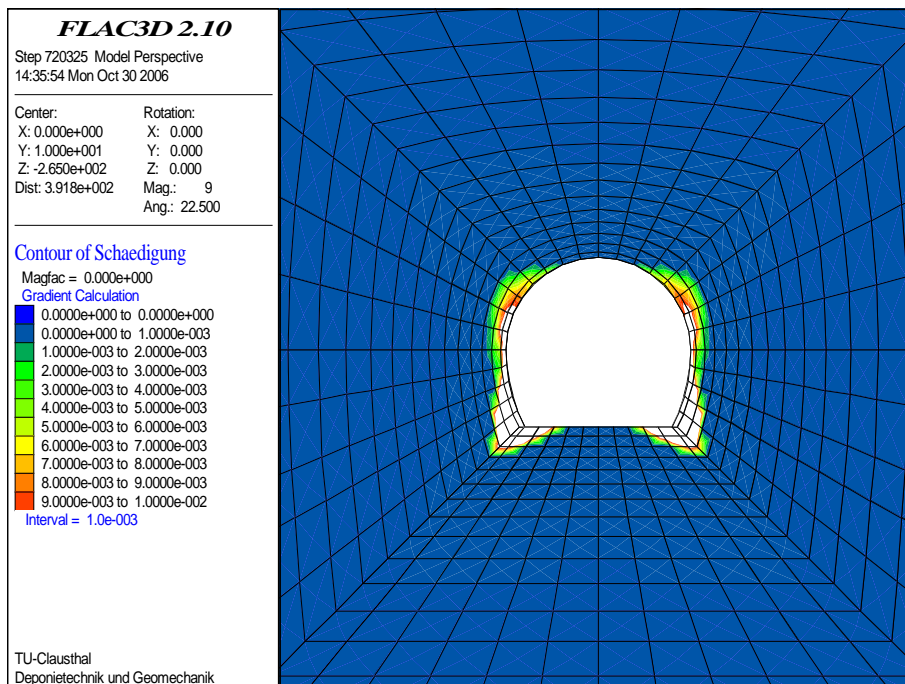


Bild 7.14a: Schädigungsgrad in den geschädigten Zonen im Konturbereich der Referenzstrecke bei einer senkrechten Schichtung nach Hou/Lux-T

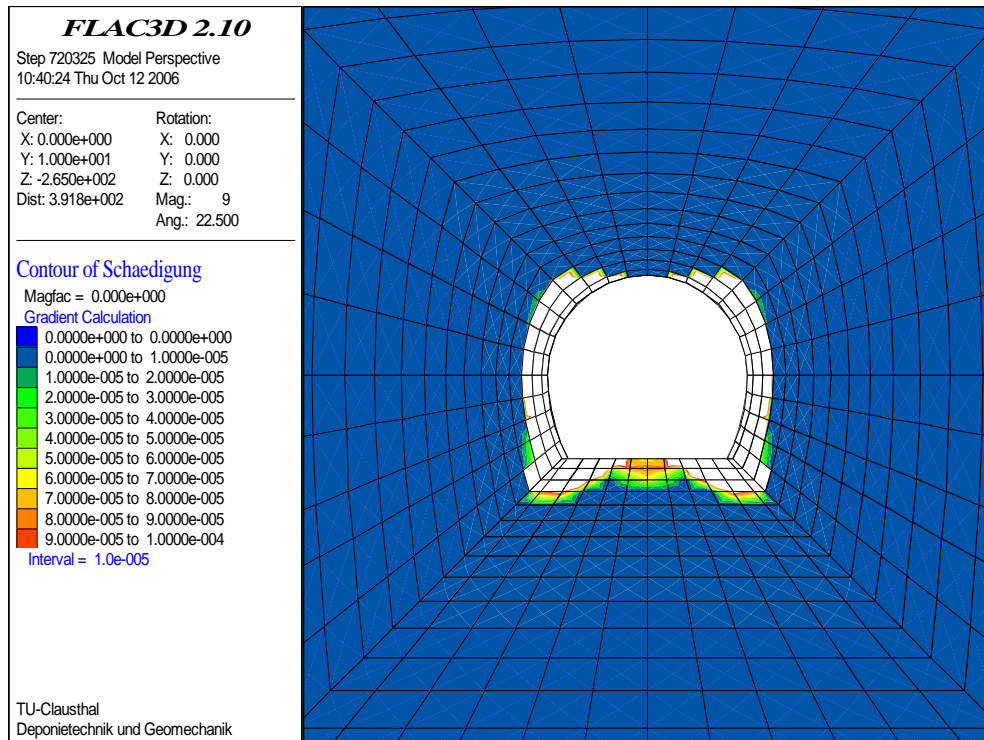


Bild 7.14b: Schädigungsgrad in den hydraulisch geschädigten Zonen ($\max D = 10^{-4}$) im Konturbereich der Referenzstrecke bei einer senkrechten Schichtung nach How/Lux-T

8 Prognosemodelle zur Analyse des Tragverhaltens von Strecken im Tongestein

8.1 Grundsätzliche Vorgehensweise und Anforderungen an Prognosemodelle

Grundsätzlich sollte ein Prognosemodell das Tragwerksverhalten unter den standortbezogen vorliegenden bzw. zu erwartenden relevanten Einwirkungen möglichst realistisch und auch mit hinreichender Zuverlässigkeit beschreiben. Die Erfahrung zeigt, dass diese Anforderungen nach Realitätsnähe und Zuverlässigkeit bei Konstruktionen des untertägigen Bauens aus methodischen Gründen eher nicht in dem aus anderen Ingenieurdisziplinen bekannten Maß erfüllt werden können. Ursache dafür sind gerade bei untertägigen Konstruktionen mit einem natürlich entstandenen Gebirge, das sowohl als Tragelement wie auch als Baustoff fungiert, einerseits vielfältige geomechanisch / sicherheitsnachweisbezogen relevante und entsprechend zu quantifizierende Eigenschaften und Parameter sowie andererseits auch verbleibende und in Entwurf / Ausführung methodisch einzubeziehende Imponderabilien aufweist. Diese Imponderabilien ergeben sich aus einem komplexen Gesteinsverhalten, einem tektonisch regional unterschiedlich vorbeanspruchten Gebirge und nur begrenzten Aufschlussmöglichkeiten hinsichtlich Gebirgsbau, tektonischem Inventar und primärem Spannungszustand. Daher ist es erforderlich, die Eignung von Prognosemodellen gebirgsartbezogen durch die Analyse von in vergleichbaren Geosystemen ausgeführten und in ihrem Tragverhalten messtechnisch beobachteten Tragwerken zu belegen. In der Ingenieurpraxis ist es unter diesen Umständen üblich, die Tragwerksplanung prinzipiell konservativ auszulegen und darüber hinaus flexibel zu gestalten sowie in Verbindung mit einer die möglichen Verhältnisse eingrenzenden Vorausplanung die Ausführung z.B. hinsichtlich der Sicherungsmittel den jeweiligen Vorort-Erfahrungen anzupassen und außerdem Auffahrung und Offenhaltung von Grubenbauen durch geotechnische Messungen zu begleiten.

Entsprechend den aus dem Tonsteingebirge verfügbaren Mess- und Beobachtungsdaten ist es zweckmäßig, im Rahmen der Modellvalidierung eine Fokussierung auf das Gebirgstragverhalten von streckenartigen Grubenbauen vorzunehmen. Dabei sind bezüglich eines Messortes zwei Phasen zu unterscheiden: zunächst als erste Phase der Streckenvortrieb (Streckenauffahrung) selbst im Nahfeld des Messortes über einige Tage sowie dann nachfolgend als zweite Phase die jahre- oder jahrzehntelange Standzeit der offenen Strecke.

Grundsätzlich wird durch eine Streckenauffahrung mit dem sukzessiven Einbau der Sicherungsmittel ein räumliches, in der Zeit veränderliches Tragsystem im Gebirge geschaffen, das geomechanisch als Verbundtragsystem Gebirge / Ausbau angesehen wird. Die vorliegende Erfahrung mit der rechnerischen Simulation des Tragverhaltens von Strecken bzw. Tunnelbauwerken zeigt,

dass schon vom Ansatz her eine realistische Modellierung der im Gebirge durch Auffahrung und Sicherung / Ausbau induzierten Prozesse nur gelingen kann, wenn die räumlich-zeitliche Tragwirkung berücksichtigt wird, z.B. *Rokahr & Lux (1986)*, *Schröpfer (1995)*, *Yin (1996)*, *Beer (2003)*. Daher ist die Gegenüberstellung von Messdaten und Berechnungsdaten im Rahmen einer Validierung grundsätzlich an dem räumlich-zeitlichen Tragverhalten und seiner numerischen Simulation zu orientieren. Ausgangspunkt für den Aufbau eines aussagekräftigen und hinreichend realitätsnahen Prognosemodells ist daher die Notwendigkeit, die Streckenauffahrung mit der nachfolgenden Sicherung in einer räumlich-zeitlichen Simulation des Auffahrungs- und Sicherungsprozesses zu modellieren. Daraus folgt als erster wesentlicher Schritt der Modellierung die Erarbeitung eines dreidimensionalen Gebirgs- und Berechnungsmodells.

Lediglich für den Fall, dass das grundlegende Tragverhalten des Verbundtragsystems Gebirge-Ausbau mit 3D-Modellen analysiert worden ist und der Einfluss von z.B. Parameterstrebereiten ermittelt werden soll, können die Parametervariationen hilfsweise auch mit 2D-Berechnungsmodellen durchgeführt werden (→ Reduzierung der Rechenzeit).

In einem zweiten Schritt ist die Abbildung der physikalischen Verhältnisse vorzunehmen (Materialverhalten von Gebirge und Sicherungsmitteln / Ausbau). Grundlage hierfür sind generelle Erfahrungen mit dem tektonischen Bau und den mechanischen Eigenschaften in dem spezifischen Gesteins- bzw. Gebirgstyp sowie laborative Erkenntnisse zum Gesteinsverhalten (grundsätzlich und standortbezogen). Wesentlich für den physikalischen Modellierungsansatz ist zunächst die Frage, ob ein mechanisch signifikantes Trennflächengefüge vorliegt. Da hier grundsätzlich eine Gebirgsformation mit möglichst geringer primärer Durchlässigkeit gesucht wird, kann vorausgesetzt werden, dass bei als geeignet ausgewählten Lagerstätten primär ein hydraulisch wirksames Trennflächengefüge nicht vorliegen dürfte. Damit ist auch ein mechanisch signifikant wirksames Trennflächengefüge in der Tendenz eher nicht zu erwarten. Allerdings ist diese Hypothese noch grundsätzlich standortbezogen im Einzelfall zu belegen (Anmerkung: Ein augenscheinlich trockenes Gebirge muss nicht zwangsläufig frei von einem Korn- oder Trennflächengefüge sein, da die geringe bzw. verschwindende Wasserführung in der relevanten Formation auch auf abdichtend wirkenden Gebirgsformationen im Umfeld beruhen könnte). Daraus folgt in einem ersten Ansatz, dass Gebirgs- und Gesteinseigenschaften nicht signifikant voneinander abweichen (Größenordnung vielleicht eine Gebirgsklasse in der Klassifizierung nach *Hoek / Brown*, siehe *Lux (2002a)*) und die für die Modellierung zentralen Materialeigenschaften unmittelbar aus Laboruntersuchungen abgeleitet werden können.

Damit ist in diesem ersten Ansatz die Übertragbarkeit von gesteinsmechanischen Daten, die aus Untersuchungen an Bohrkernmaterial erhalten werden, auf den Gebirgsverband, d.h. auf das großräumige Gebirge, gegeben. Kleingefügebedingte und auf Unterschieden in mineralogischer Zusammensetzung sowie strukturellen und texturellen Gefügeparametern beruhende Streubreiten in den Materialkennwerten sind damit durch entsprechend weiträumig entnommenes und in hinreichender Intensität untersuchtes Bohrkernmaterial laborativ zu erarbeiten. Dabei ist der abgeminderten Schichtflächenfestigkeit und der dadurch beeinflussten Gesteinsfestigkeit sowie den gefügebezogenen Deformationseigenschaften besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Hinzu kommt auf Gesteinsebene auch die Möglichkeit eines Schieferungsgefüges als Folge tektonischer Beanspruchung mit dann ausgeprägter Festigkeits- und möglicherweise auch Deformationsanisotropie.

Ein vorhandenes, laborativ nicht erfasstes und in nur geringem Maße mechanisch wirksames Trennflächengefüge kann in der Tendenz auch dadurch berücksichtigt werden, dass die kalkulatorisch anzusetzenden Materialkennwerte der bezogen auf die betreffende und bewertungsrelevante Zustandsgröße jeweils konservativ wirkenden Grenze des laborativ erhaltenen Streubreitenbandes der einzelnen Materialkennwerte angepasst werden. Die Existenz latenter Trennflächen in Form von Kluftscharen, die in ihrer räumlichen Anordnung (z.B. Abstand) deutlich über den Gesteinsmaßstab (= Handstück) hinausgehen und in Verbindung mit dem primären Gebirgsspannungsfeld zwar nicht hydraulisch wirksam sind, aber die mechanische Qualität des Gebirges systematisch beeinflussen, ist grundsätzlich zu bedenken und wäre dann in einem zweiten verbesserten Ansatz zu erfassen.

Aus den vorstehenden Abschnitten ist zu entnehmen, dass in Modelle zur Abbildung des Materialverhaltens von Tongesteinen bei der Tragwerksanalyse folgende grundsätzliche Eigenschaften / Sachverhalte zu integrieren sind:

- elastische, plastische und viskose Deformationen (isotrop, anisotrop),
- Bruch- und Restfestigkeiten (anisotrop),
- Dilatanzfestigkeit und schädigungsinduziert-dilatante Deformationen,
- Abhängigkeit der Materialeigenschaften vom Wassergehalt,
- Abhängigkeit der Materialeigenschaften vom Porenwasserdruck,
- erhöhte Verformbarkeit und reduzierte Festigkeit auf Schicht- bzw. Schieferungsflächen,
- Trennflächengefüge.

Inwieweit und in welcher Intensität einzelne Eigenschaften wirksam werden, hängt von der geogenen Ausprägung des Tongesteins und seiner technogenen Beanspruchung bzw. Veränderung am jeweiligen Standort ab und ist laborativ bzw. rechnerisch bezüglich der vorhandenen bzw. zu erwartenden Einwirkungen / Veränderungen der geogenen Situation zu ermitteln.

Dabei sind bei Tongestein der primär vorhandene hydraulische Zustand und die auffahrungsbedingten Veränderungen des hydraulischen Zustandes sowie seine materialeigenschaftsbezogenen Folgen besonders zu beachten.

Bild 8.1 gibt eine Übersicht zu den geotechnisch / geomechanischen Elementen eines Prognosemodells.

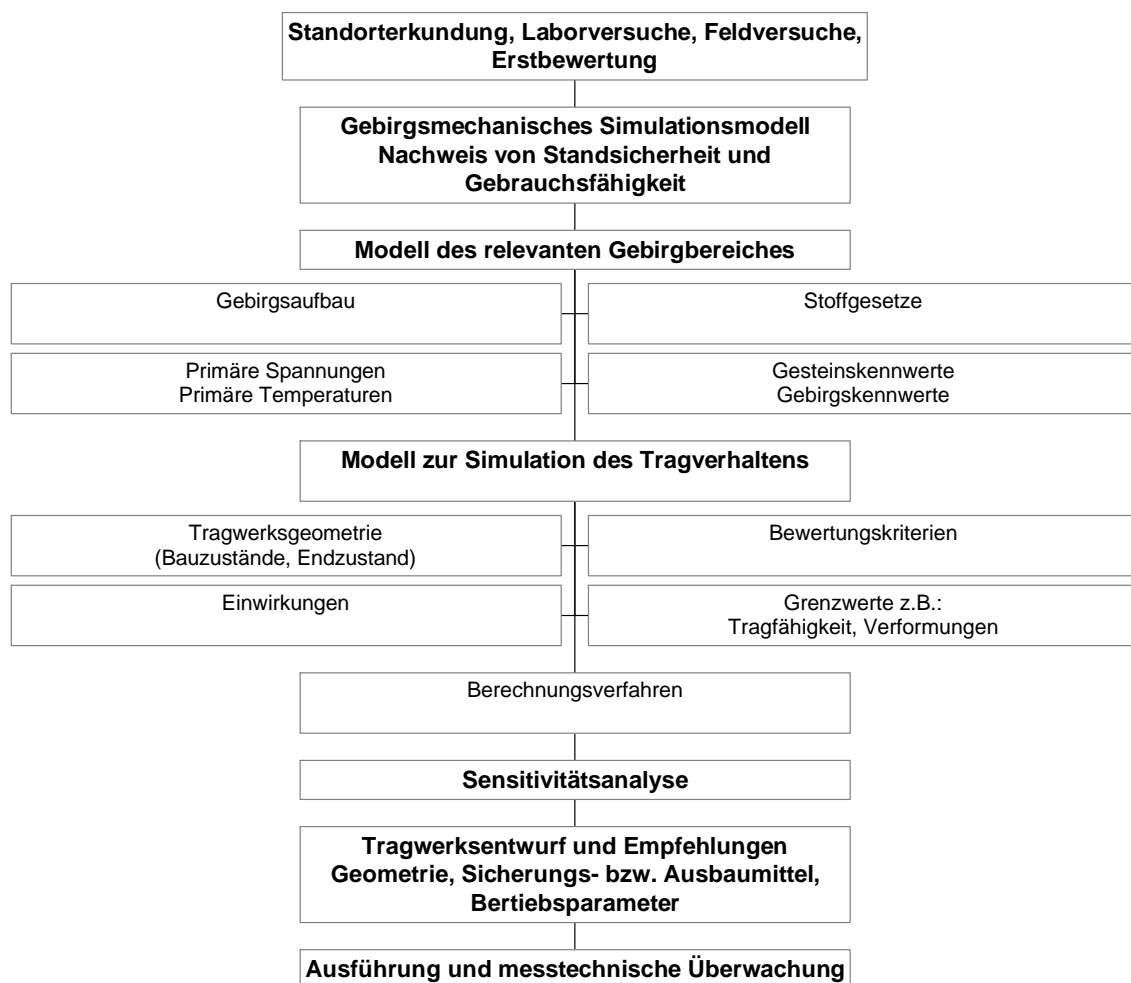


Bild 8.1: Tragwerksplanung für geotechnische Konstruktionen mit einer Übersicht zu den grundlegenden Elementen eines Prognosemodells

Danach sind neben der schon angesprochenen generellen geometrischen Abstraktion und dem Gebirgsbau mit der Abbildung der physikalischen Eigenschaften weiter erforderlich für ein Prognosemodell

- der primäre Gebirgsspannungszustand,

- die primäre Gebirgstemperatur,
- die auf das Tragwerk anzusetzenden Einwirkungen (Umlagerungskräfte, Temperaturänderungen, hydraulische Kräfte, Veränderungen von Miliubedingungen) sowie
- Kriterien und Grenzwerte zur Charakterisierung von Versagenszuständen (Rissbildungen, Konturbrüche, Abschalungen).

Aufgrund von Erfahrungen aus der Durchführung von Fallstudien sowie aufgrund vorstehend skizzierter grundsätzlicher Erfahrungen mit dem Tragverhalten von Strecken / Hohlräumen im Tonsteingebirge wird eine zweistufige Vorgehensweise bei der Validierung und bei Bedarf dann auch bei der Ertüchtigung des Prognosemodells gewählt. Diese zweistufige Vorgehensweise mit zunächst einer orientierenden Analyse des Tragwerks-Endzustandes mit Hilfe von 2D-Modellen und dann mit einer mehr realitätsnahen Analyse der räumlich-zeitlichen Entwicklung bis zum Tragwerks-Endzustand mit Hilfe von 3D-Modellen führt zu einer erheblichen Reduzierung des rechnerischen Aufwandes.

8.2 Zweidimensionales Modell (ebenes scheibenartiges Tragsystem) für eine Variationsanalyse

Für die Variationsanalyse mit einem 2D-Modell werden folgende grundlegende Annahmen getroffen:

- ebenes, scheibenartiges Gebirgs- und Berechnungsmodell mit homogenem Gebirgsaufbau,
- Primärspannungszustand mit lithostatischem Überlagerungsdruck und einheitlichem Seitendruckbeiwert von $K_0 = 0,7$ ($K_0 \neq 1,0$),
- keine explizite Berücksichtigung der Gebirgstemperatur,
- Materialmodelle als Variationsparameter mit gestufter Komplexität und folgenden Komponenten:
 - elastischer Deformationsanteil \rightarrow Stoffmodell *Hooke*,
 - plastischer Deformationsanteil \rightarrow plastisches Stoffmodell mit Bruchbedingung nach *Mohr/Coulomb* ohne/mit Entfestigung auf Restfestigkeitsniveau sowie Dilatanz,
 - viskoser Deformationsanteil \rightarrow Stoffmodell *Hou/Lux-T*,
 - schädigungsbedingter Deformationsanteil \rightarrow Stoffmodell *Hou/Lux-T*.

Die Materialkennwerte werden soweit möglich aus in der Literatur dokumentierten laborativen Untersuchungen abgeleitet bzw. eingeschätzt, siehe *Abschnitt 6*. Das Vorliegen einer signifikanten Bandbreite bedingt die Grundlage für eine Sensibilitätsanalyse mit Parametervariation.

Ziel der numerischen Analyse mit einem 2D-Modell ist es, durch systematische Variationen zunächst eine generelle, d.h. qualitative und zahlenmäßig tendenzielle Übereinstimmung von Berechnungswerten und Messwerten zu erreichen, so dass davon ausgegangen werden kann, dass die wesentlichen Mechanismen und Phänomene erkannt und einigermaßen zutreffend in das Prognosemodell integriert sind.

Die Nachteile der zweidimensionalen Berechnungsmodelle liegen im Abstraktionsansatz, bei dem ein räumlich-zeitlich veränderliches Tragwerk mit nichtlinearem Materialverhalten geometrisch auf ein ebenes 2D-Modell reduziert wird. Die Berechnungsergebnisse zeigen ausschließlich den Endzustand und können somit einzelne Bauzustände mit der zeitabhängigen Auffahrung nicht abbilden. Das gilt insbesondere dann, wenn die Strecke mit einem Ausbau versehen ist bzw. werden muss. Ein Vergleich der 2D-Berechnungsdaten mit den Deformations-Messdaten, deren Nullmessung erst nach Durchföhrung des Messquerschnittes erfolgt und die somit grundsätzlich nur einen Teil der Gesamtdeformationen erfassen können, kann folglich nicht ohne weitere Annahmen erfolgen.

Das nachstehende *Bild 8.2* zeigt das verwendete Berechnungsmodell (Strecke mit einem kreisförmigen Querschnitt (Doppelsymmetrie)).

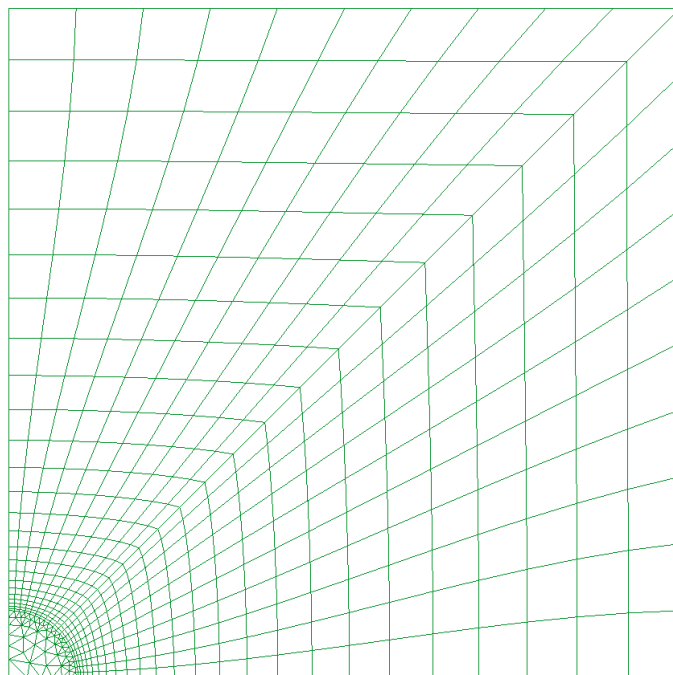


Bild 8.2: 2D-Modell (ebenes scheibenartiges Tragsystem)

8.3 Dreidimensionales Modell (räumliches Tragsystem) für eine Variationsanalyse

Das Tragverhalten eines Tunnelbauwerks bzw. einer Bergwerksstrecke kann mit einem 2D-Modell grundsätzlich nur begrenzt realistisch simuliert werden. Simuliert werden kann weder die räumlich-zeitliche Entwicklung der Deformationen noch können standzeitbezogen die bautechnisch mitunter erforderlichen nachträglichen Eingriffe in das Tragsystem wie Nachschneiden der Kontur oder Anordnung zusätzlicher Kontursicherungsmaßnahmen berücksichtigt werden. Daher werden für die *Variationsanalyse mit einem 3D-Modell* folgende Erweiterungen in der Modellierung vorgenommen:

- räumliches Gebirgsmodell (3D) mit homogenem Gebirgsaufbau,
- weitere Annahmen wie Variationsanalyse mit 2D-Modellansatz.

Ziel dieser Variationsanalyse ist damit die Erfassung des räumlich-zeitlichen Tragverhaltens. Da diese Berechnungen sehr aufwändig sind (Rechenzeit), bauen sie auf den Erkenntnissen der vorlaufenden Variationsanalyse auf.

Im Hinblick auf die Simulation weiterer Streckenquerschnitte mit horizontal ausgebildeter Sohle ist ein entsprechendes Streckenprofil gewählt worden. Das zuvor verwendete scheibenartige kreisförmige Gebirgsmodell wird unter Anpassung der Streckengeometrie (Streckenquerschnitt Mont Terri mit nachträglich aufgefüllter und verdichteter Sohle) in Streckenachsrichtung auf einen Gebirgsblock mit einer Gesamtlänge von 120 m erweitert. Dabei wird so vorgegangen, dass in Modellmitte ein relativ fein diskretisierter Gebirgsbereich mit der Möglichkeit entsteht, bei einem angenommenen Streckenvortrieb von 4 m pro Tag diesen Vortrieb in Meterabschlägen zu simulieren.

Das nachstehende *Bild 8.3* zeigt die rechte Modellhälfte des verwendeten 3D-Berechnungsmodells mit seiner Diskretisierung. Dabei ist bei dem gewählten Maßstab die verfeinerte Diskretisierung im Bereich der Strecke und im Bereich der Modellmitte grafisch gerade noch auflösbar.

Ergänzend werden daher in *Bild 8.4* Details zu der Streckenauffahrung im Streckennahbereich (Strecke, Konturzone, temporäre Ortsbrust) bei Erreichen des Messquerschnittbereichs sowie in *Bild 8.5* die Streckengeometrie mit den einzelnen Zonen dargestellt (leicht perspektivische Darstellung).

Ein Ausbau kann ebenfalls simuliert werden. Dafür ist an der Kontur speziell eine nur 20 cm breite Zone diskretisiert worden, der Gebirgskennwerte oder Ausbaukennwerte zugewiesen werden können. Die Wirkung des Spritzbetonausbau kann im Rahmen einer Parametervariation

auch zusätzlich durch einen statisch äquivalenten Ausbauwiderstand exemplarisch angenähert werden.

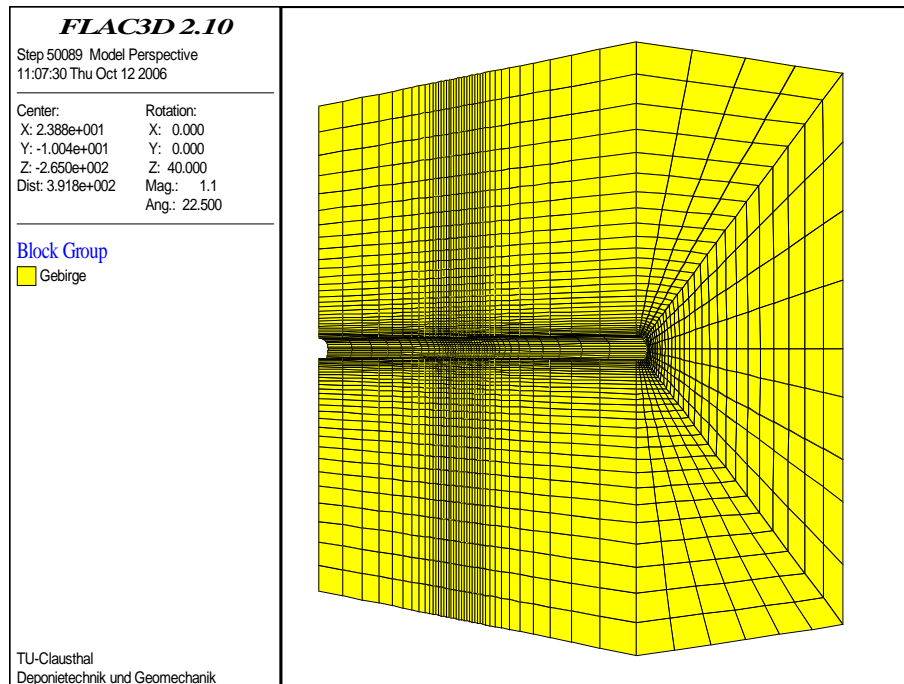


Bild 8.3: 3D-Berechnungsmodell mit Diskretisierung (rechte Modellhälfte)

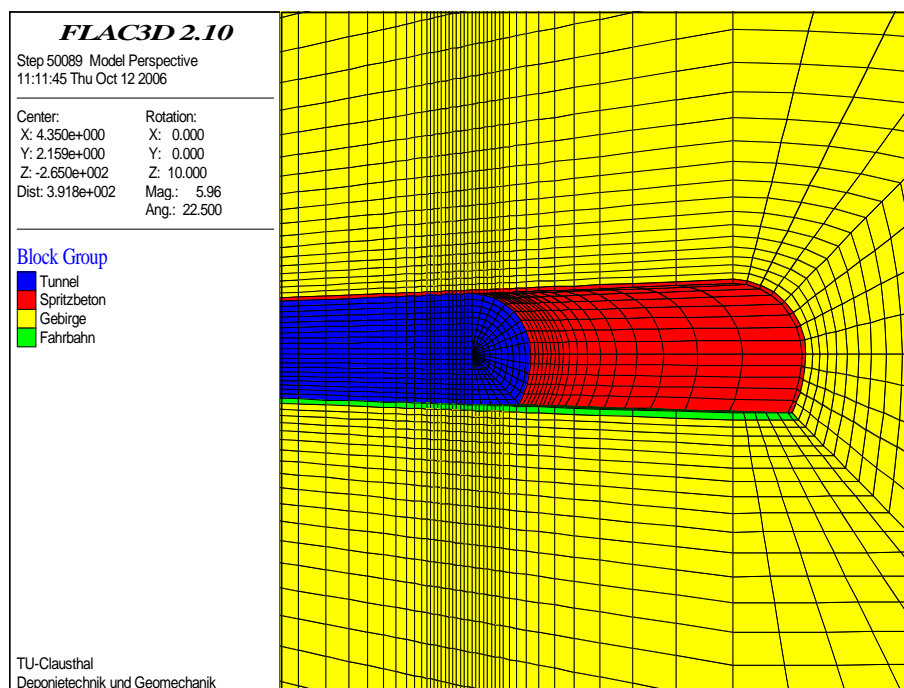


Bild 8.4: 3D-Berechnungsmodell mit Details zu der Streckenauffahrung im Streckennahbereich (Strecke, Konturzone, temporäre Ortsbrust)

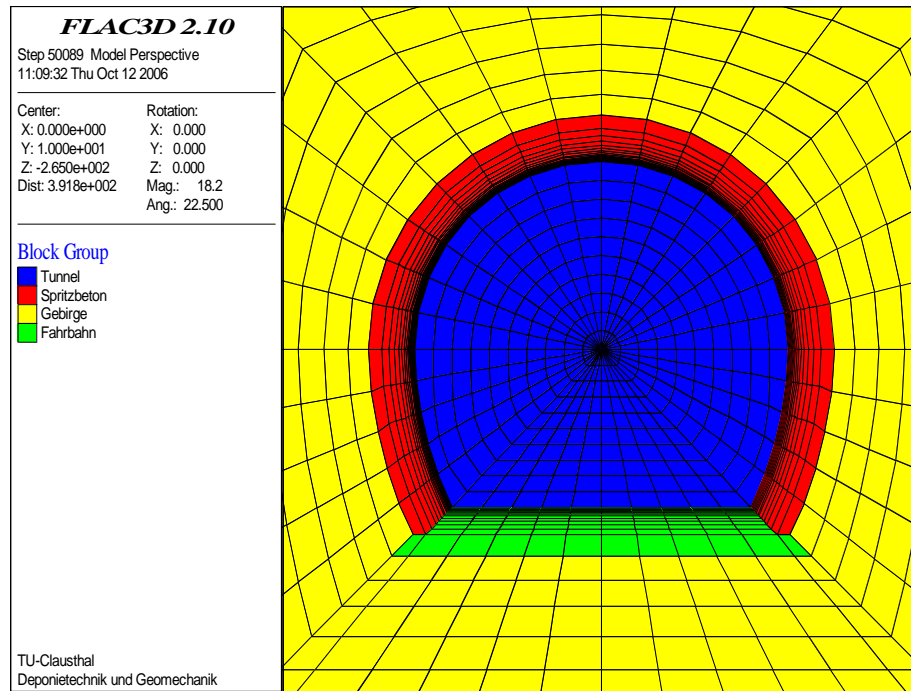


Bild 8.5: 3D-Berechnungsmodell mit Details zu der Streckengeometrie im Streckennahbereich (Spritzbetonausbau, Betonsohle)

9 Anwendung des weiterentwickelten Simulationsinstrumentariums auf ausgewählte Strecken im Tongestein

9.1 Vorbemerkung

Auflockerungszonen im Nahbereich von Strecken, Schächten und Bohrlöchern mit erhöhter Permeabilität setzen die Wirksamkeit geotechnischer Barrieren gegen eine Fluidmigration und Schadstofffreisetzung herab. Die gesetzlich geforderte sichere und nachsorgefreie Ablagerung von Abfällen in untertägigen Deponien erfordert eine rechnerische Prognose der geohydraulisch-geomechanischen Wechselwirkungen in den Auflockerungszonen derart, dass eine potenzielle Umläufigkeit im Gebirgs-Nahbereich von Verschlussbauwerken in Raum und Zeit quantifiziert und damit die Verschlussbauwerke in ihrer hydraulischen Wirksamkeit/Funktionstüchtigkeit bewertet werden können.

Laborativ wurde durch Versuche an axial gelochten Großbohrkernen festgestellt, dass die Entstehung von Auflockerungszonen und damit auch hydraulischen Wegsamkeiten mit der Überschreitung der entsprechenden Schädigungsgrenze eng verbunden ist, *Lux et al. (2002)*. Wenn eine Beanspruchung unterhalb der entsprechenden Schädigungsgrenze bleibt, gibt es und wird es im Lauf der Zeit keine Gefügeschädigungen bzw. Auflockerungen geben. In diesem Fall können die möglicherweise schon latent bestehenden Fissuren nicht aktiviert werden, sondern eher sogar zurückgebildet bzw. verheilt werden. Die Ausbildung und Weiterentwicklung neuer Gefügeschädigungen wie zusätzlicher Poren und Risse ist damit ausgeschlossen.

Es ist vorstehend schon darauf hingewiesen worden, dass der Konturbereich von Grubenbauen in Abhängigkeit vieler Parameter im Lauf der Zeit einer zunehmenden Auflockerung unterliegt. Beobachtungen von *Stormont et al. (1991)*, *Wittke (1999)* und *Häfner et al. (2001)* zeigen, dass nach einer Auffahrung bzw. nach weiteren gebirgsmechanischen Eingriffen in der Konturzone die Gefügebrauflockerungen im zeitlichen Nahbereich zu diesen Eingriffen zunächst in größerer Intensivität erfolgen als in späterer Zeit, aber im Grundsatz doch zeitabhängig fortschreiten.

Zur vertiefenden Charakterisierung der Auflockerungszone in dem hier in Verbindung mit Abdichtungsbauwerken relevanten konturnahen Gebirgsbereich (aufgeloockerte Konturzone mit sekundär vergrößerter Konturzonenermeabilität) sollen noch einige Ausführungen folgen. Die Permeabilität des Gebirges in Auflockerungszonen von Grubenbauen verläuft nach messtechnischen Befunden entsprechend *Bild 9.1* annähernd logarithmisch-linear von der Kontur in das Gebirge hinein abnehmend, *Hou (2002)*.

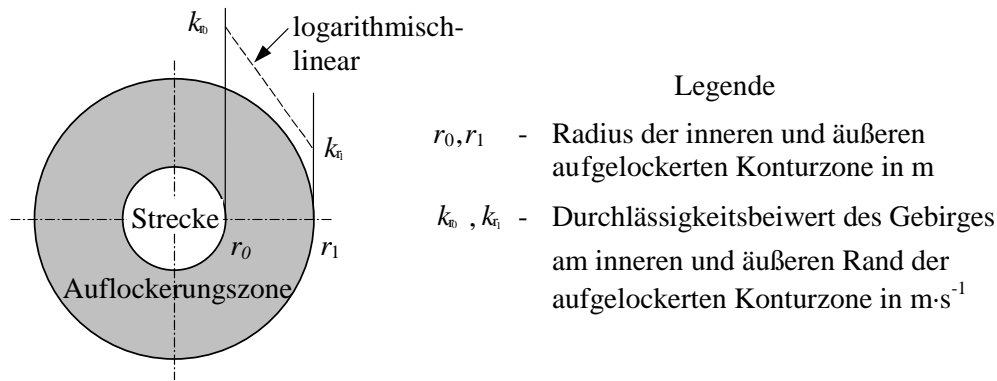


Bild 9.1 Logarithmisch-lineare Entwicklung der Durchlässigkeiten des Gebirges in Auflockerungszonen, Hou (2002)

Dabei ist die Permeabilität an der Kontur am größten, während sie im Gebirge auf den Wert der Primärpermeabilität abfällt. Dadurch ist auch die äußere Berandung der Auflockerungszone definiert. Im Hinblick auf die Beschreibung einer Fluidströmung parallel zur Grubenbauachse in der Auflockerungszone, die ein Abdichtungsbauwerk umgibt, kann nach Hou (2002) mit dem Permeabilitätsverlauf nach Bild 9.1 eine äquivalente Permeabilität k_e abgeleitet werden zu:

$$k_e \text{ bzw. } k_{\text{axi.}} = \frac{2}{\ln k_0 - \ln k_1} \cdot \left\{ \frac{r_0 \cdot k_{r_0} - r_1 \cdot k_{r_1}}{r_0 + r_1} + \frac{k_{r_0} - k_{r_1}}{\ln k_0 - \ln k_1} \right\} \quad (9.1)$$

Nach In-situ-Beobachtungen liegen die Auflockerungszonen im Salz-, Ton- und Granitgestein je nach den primären Spannungszuständen, den Teufenlagen, Hohlraumgrößen und Festigkeiten des Gesteins in der Größenordnung von einigen Metern. Dabei ist vorausgesetzt, dass das Gebirge jeweils so tragfähig ist, dass es entweder allein oder zumindest als Haupttragelement die einwirkenden Lasten aufnehmen kann.

9.2 Untersuchungen mit Anwendung des Stoffmodells Hou/Lux-T zur Analyse des Tragwerkverhaltens von Strecken im Tongestein am Standort Mont Terri

Umfangreiche Berechnungen zur Validierung des Stoffmodells Hou/Lux-T durch Vergleich mit Feldmessdaten aus der Gallery 1996 in Mont Terri sind im Rahmen eines BMWi-geförderten Forschungsvorhabens durchgeführt und ausgewertet worden, Lux et al. (2006a). Demnach ist die Beschränkung auf ein 2D-Modell dann als methodischer Mangel anzusehen, wenn es darum geht, Feldmessdaten und Berechnungsdaten zum Konvergenzverhalten des Gebirges bei Tunnel- bzw. Streckenauffahrungen miteinander zu vergleichen.

Für eine weiterführende retrospektive Analyse der Messbefunde nach *Martin & Lanyon (2002)* ist daher ein räumliches Gebirgsmodell (3D) verwendet worden, vgl. *Bild 7.17*.

Der analysierte Messquerschnitt befindet sich bei dem gewählten dreidimensionalen Modell in Modellmitte, so dass sich durch die Wahl der relativ feinen Diskretisierung im Zentrum des Berechnungsmodells auf einer Länge von 20 m die bereits angesprochene räumlich-zeitliche Tragwerksentwicklung und damit auch die Entwicklung der Deformationen grundsätzlich durch einen realitätsnahen sukzessiven abschnittswisen Ausbruch der Strecke im Berechnungsmodell simulieren lässt. Die Auswertung der Berechnungsdaten ist damit für einen Referenzquerschnitt im Modellzentrum (= fiktiver Messquerschnitt) erfolgt. Auf diese Weise ist es möglich, einerseits die Gebirgsreaktion auf die Streckenauffahrung bei Annäherung der Ortsbrust, bei Durchgang der Ortsbrust und nach Durchgang der Ortsbrust (*ausbruchsnahes Tragverhalten*) sowie andererseits die Gebirgsreaktion auf die Auffahrung in der dann nachfolgenden Offenhaltungs- (= Betriebs)zeit (*langfristiges Tragverhalten*) rechnerisch detailliert und dem realen Entwicklungsprozess weitgehend folgend zu analysieren.

Das Stoffmodell *How/Lux-T* mit Berücksichtigung von Schichtflächen und einer dort reduzierten Schichtflächenfestigkeit ist grundsätzlich dazu geeignet, auch die verschiedenen zeitabhängigen Deformationsmechanismen zu beschreiben, nämlich eine im ausbruchsnahen Zeitraum stattfindende Anfangsdeformation (transiente Kriechdeformationen) sowie ein langfristiges stationäres Kriechen und ein zeitabhängiges Entfestigungsverhalten mit schädigungsinduziertem Kriechen. Es hat sich allerdings bei der retrospektiven Analyse der Messquerschnitte gezeigt, dass rechnerische Simulationen zum Gebirgstragverhalten, die mit den aus Laborversuchen abgeleiteten Parametern für das Stoffmodell *How/Lux-T* durchgeführt worden sind, keine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den gemessenen Querschnittsdeformationen ergeben haben. Ein Grund könnte bei den ausbruchsbedingten (kurzfristigen) Verformungsanteilen vor allem darin zu sehen sein, dass durch ein tendenziell vorhandenes Trennflächengefüge im Gebirge sowohl größere elastisch-plastische Verformungen wie auch ein größeres transientes Kriechpotential induziert werden. Die mechanische Wirkung eines Trennflächengefüges konnte allerdings in den Laborversuchen nicht ermittelt werden.

Im Rahmen der durchgeführten rechnerischen Simulationen sind folgende Aspekte berücksichtigt worden:

- Einführung eines Streubreitenbandes für die Messbefunde der Messquerschnitte,
- Berücksichtigung der Anisotropie des Primärspannungszustandes nach *NTB 02-03 (2002)*,

- Modellierung einer schädigungsabhängigen Reduzierung der Deformations- und Festigkeitseigenschaften,
- Berücksichtigung eines (etwaigen) Trennflächengefüges durch Modifikation von zeitunabhängigen und zeitabhängigen Deformationseigenschaften,
- Berücksichtigung des Einflusses der Anisotropie des Primärspannungszustandes durch Modifikation des Richtungsansatzes der horizontalen Hauptspannungen,
- Berücksichtigung von vortriebsbegleitenden Kontursicherungsmaßnahmen,
- Gegenüberstellung von zwei-dimensionalen und drei-dimensionalen Berechnungsansätzen mit Herausarbeitung grundsätzlicher Unterschiede in Bezug auf ihre Aussagekraft bei retrospektiven Analysen von Messbefunden.

Bei implizierter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges durch Herabsetzung des *Kelvin*-Schubmoduls in Verbindung mit dem Ansatz eines um den Faktor 1/5 reduzierten Gebirgsverformungsmoduls können die Messbefunde aus den drei Messquerschnitten CP1, CP2 und CP3 bei der drei-dimensionalen Simulation hinsichtlich der diagonal gemessenen Konvergenzen im Beobachtungszeitraum weitgehend zutreffend nachvollzogen werden. Während bei den vertikalen Konvergenzen die Obergrenze des Streubreitenbandes nicht nur erreicht, sondern um den Faktor 2 überschritten worden ist, kann gleichzeitig eine zahlenmäßige Übereinstimmung der berechneten horizontalen Konvergenzen mit den horizontalen Messbefunden ebenso wenig mit diesem Ansatz erreicht werden wie der beobachtete Rückgang der Deformationen im Beobachtungszeitraum $100 \text{ d} \leq t \leq 800 \text{ d}$, *Bild 9.2 bis 9.4*.

Zusätzlich sind die mit einem 2D-Modell berechneten Konvergenzen in ihrem zeitlichen Verlauf in grüner Farbe dargestellt. Die zweidimensionale Simulation führt bei vollständigem Ansatz der ausbruchsbedingten Umlagerungskräfte ausschließlich auf die Zustandsgrößen des Endzustandes und kann somit einzelne Bauzustände in Verbindung mit der zeitabhängigen Auffahrung nicht darstellen. Damit ist ein Vergleich dieser Berechnungsdaten mit den Konvergenzmessdaten, die grundsätzlich nur einen Teil der Gesamtdeformationen erfassen können, ohne weitere Annahmen nicht möglich. Die gewählte Darstellung der Ergebnisse der zweidimensionalen Simulation zeigt daher für die Simulation der vertikalen Messbefunde und auch für die diagonal gemessenen Konvergenzen nicht überraschend eine sehr deutliche Überschätzung der Querschnittsdeformationen sowohl für den auffahrungsnahen Zeitraum als auch für den gesamten Beobachtungszeitraum, *Bilder 9.2 und 9.3*. Lediglich die Berechnungsergebnisse der in horizontaler Richtung ermittelten Konvergenzen liegen im auffahrungsnahen Zeitraum im Bereich des Streubreitenbandes für die obere horizontale Messlinie (2-4), *Bild 9.4a*. Für den gesamten

Beobachtungszeitraum zeigen die rechnerisch ermittelten Messquerschnittsdeformationen der oberen Messlinie (2-4) allerdings im Gegensatz zu den Messwerten eine deutliche Zunahme der Konvergenzen auch über den Bereich des erhaltenen Streubreitenbandes hinaus, *Bild 9.4b*.

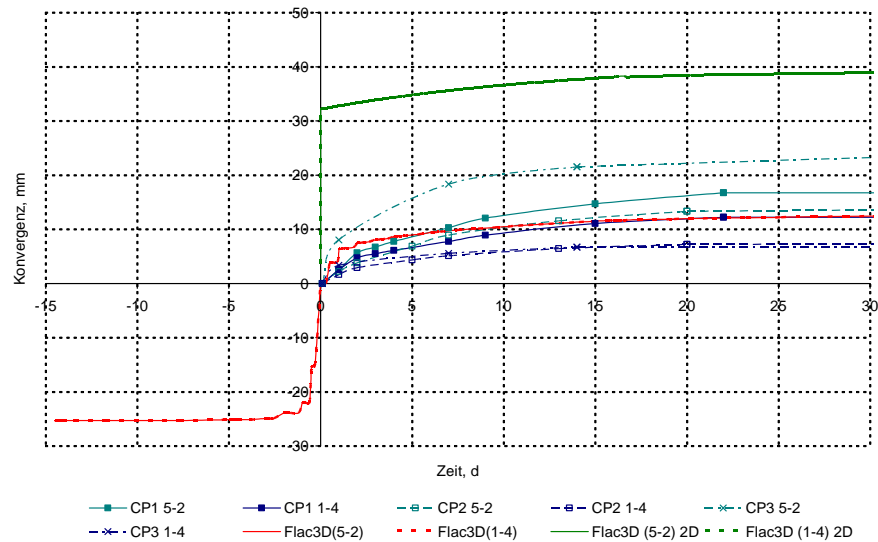


Bild 9.2a: Diagonale Konvergenzen (Messlinien 1-4 und 5-2) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 2D- und 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges – auf-fahrungsnaher Zeitraum

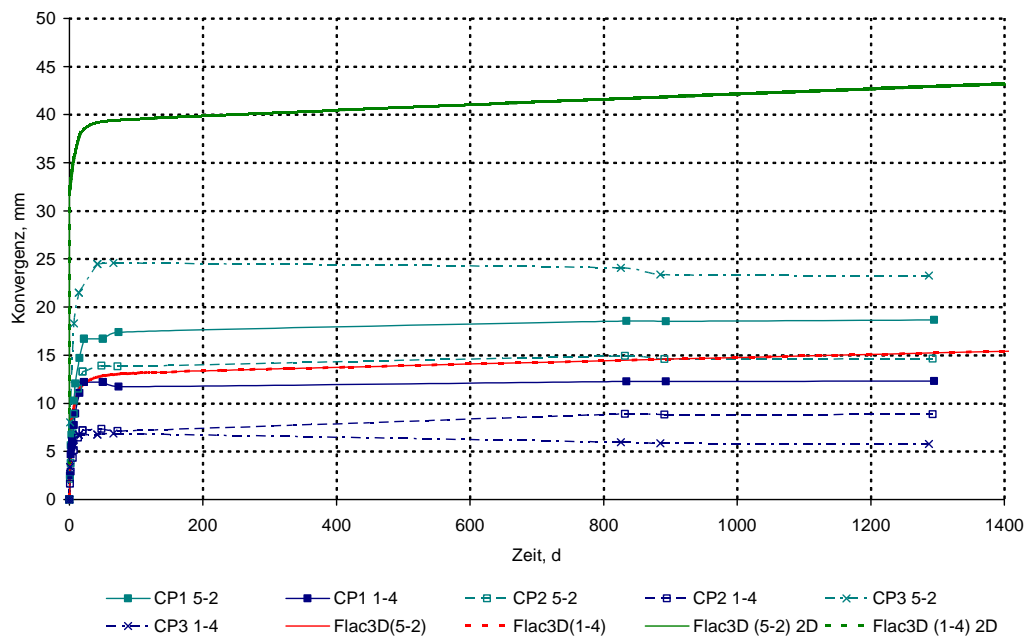


Bild 9.2b: Diagonale Konvergenzen (Messlinien 1-4 und 5-2) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 2D- und 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges – ge-samter Beobachtungszeitraum

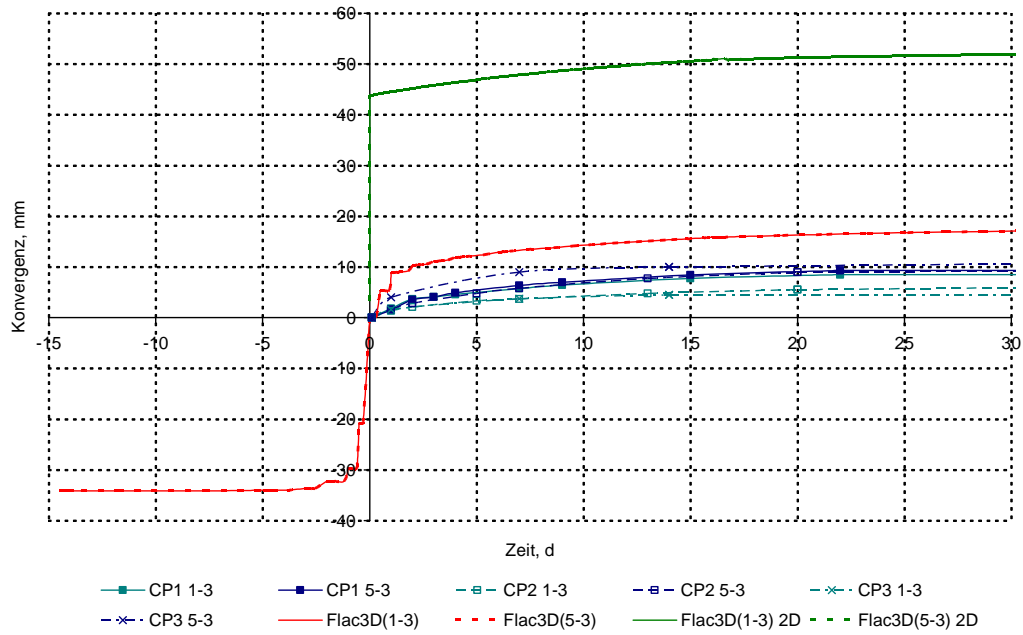


Bild 9.3a: Vertikale Konvergenzen (Messlinien 1-3 und 5-3) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 2D- und 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges – auf-fahrungsnaher Zeitraum

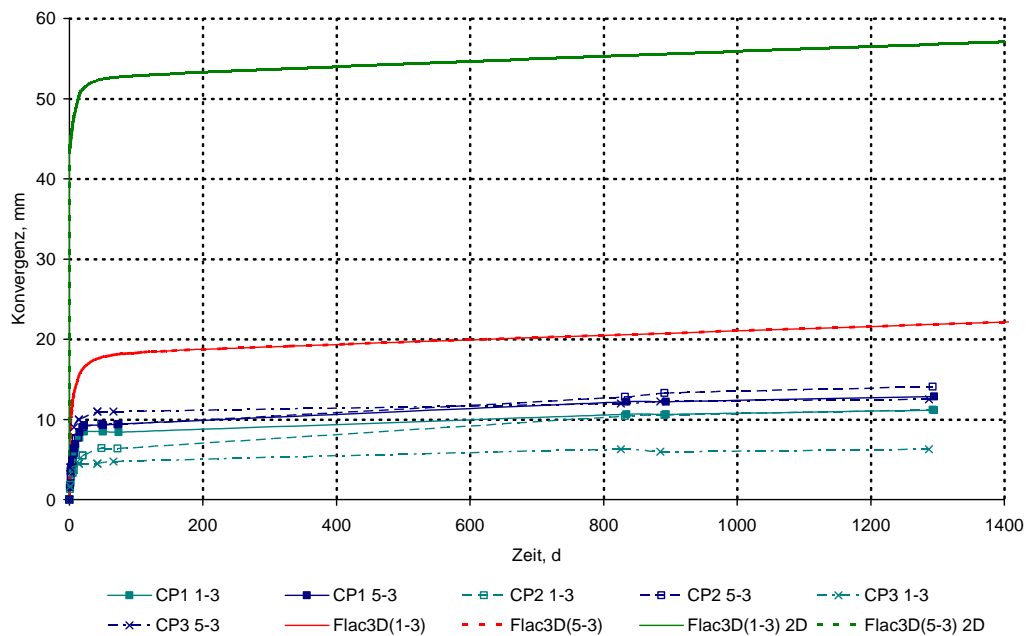


Bild 9.3b: Vertikale Konvergenzen (Messlinien 1-3 und 5-3) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 2D- und 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges – ge-samter Beobachtungszeitraum

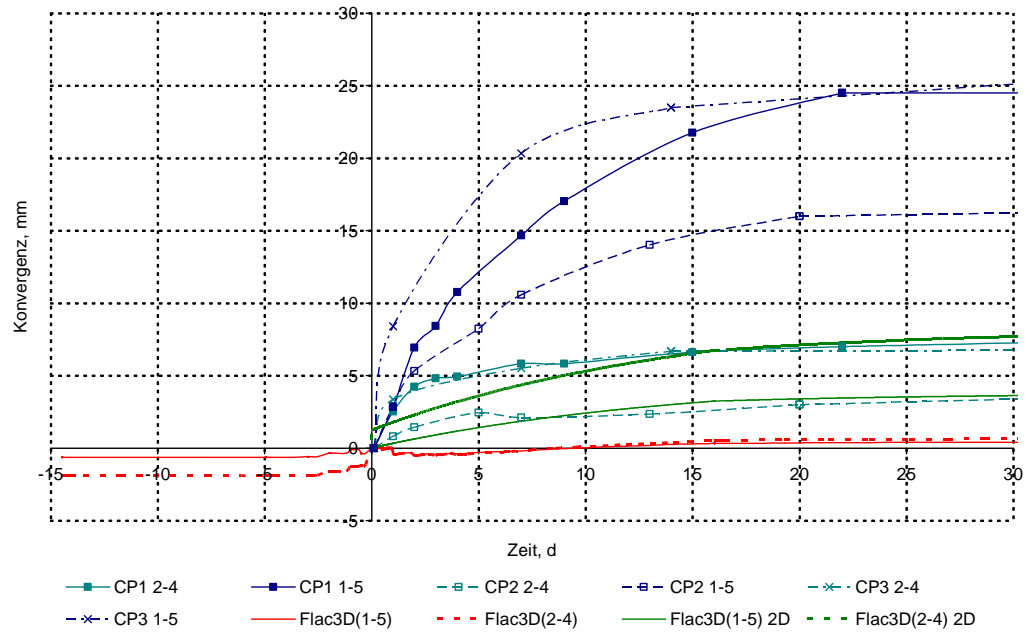


Bild 9.4a: Horizontale Konvergenzen (Messlinien 1-5 und 2-4) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 2D- und 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges – auf-fahrungsnaher Zeitraum

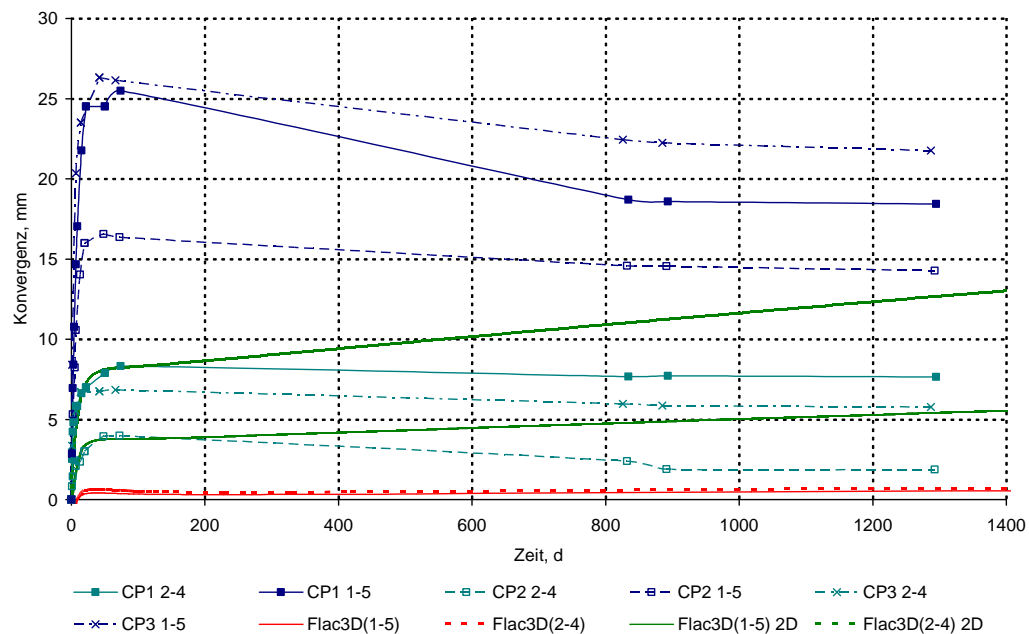


Bild 9.4b: Horizontale Konvergenzen (Messlinien 1-5 und 2-4) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 2D- und 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges – ge-samter Beobachtungszeitraum

Es ist bekannt, dass sowohl die stationäre Kriechrate wie auch die Festigkeit des Gesteins / des Gebirges durch den Wassergehalt beeinflusst werden. Erste weiterführende laborative Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen bei Tongesteinen an in Druck-

behältern zwischengelagertem Bohrkernmaterial der Lokation Mont Terri haben eine grundsätzliche Abhängigkeit der mechanischen Gesteinseigenschaften von den in situ vorhandenen hydraulischen Eigenschaften der Gesteinsformation (Porenwasser(über)druck, Wassergehalt) gezeigt, *Abschnitt 3.10*. Ein zur Prognose des Tragverhaltens von Strecken im Tonsteingebirge verwendetes Simulationsinstrumentarium sollte daher nach heutigem Kenntnisstand in der Lage sein, die im Gebirge vorhandenen Porenwasserdrücke in ihrem räumlich-zeitlichen Verlauf zu ermitteln und die aus dem Ansatz von Porenwasserdrücken im Gebirge resultierenden mechanischen Konsequenzen zu berücksichtigen.

Zur Demonstration grundsätzlicher Auswirkungen werden im Folgenden rechnerische Simulationen durchgeführt, die an die in situ vorhandenen geohydraulischen Verhältnisse am Standort MontTerri angelehnt sind und ebenfalls auf das in den Messquerschnitten beobachtete Deformationsverhalten Bezug nehmen.

9.3 Weiterführende grundsätzliche Untersuchungen zur Validierung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* mit Berücksichtigung von geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen

9.3.1 Vorbemerkung Modellbeschreibung und durchgeführte Modifikationen

Für die weiterführenden grundsätzlichen Untersuchungen wird das bei *Lux et al. (2006a)* im Hinblick auf die Simulation von Mont Terri typischen Streckenquerschnitten mit horizontal ausgebildeter Sohle verwendete scheibenartige Gebirgsmodell durch ein Berechnungsmodell mit einem entsprechenden kreisförmigen Streckenprofil ersetzt und in Streckenachsrichtung auf einen Gebirgsblock mit einer Gesamtlänge von 132 m erweitert, *Bild 9.5*.

Bei der Diskretisierung wird so vorgegangen, dass in Modellmitte ein relativ fein diskretisierter Gebirgsbereich mit der Möglichkeit entsteht, bei einem angenommenen Streckenvortrieb von 2 m pro Tag diesen Vortrieb in Meterabschlägen zu simulieren. In diesem fein diskretisierten Gebirgsbereich sind die drei bereits vorstehend angesprochenen Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 entsprechend *Bild 9.6* integriert.

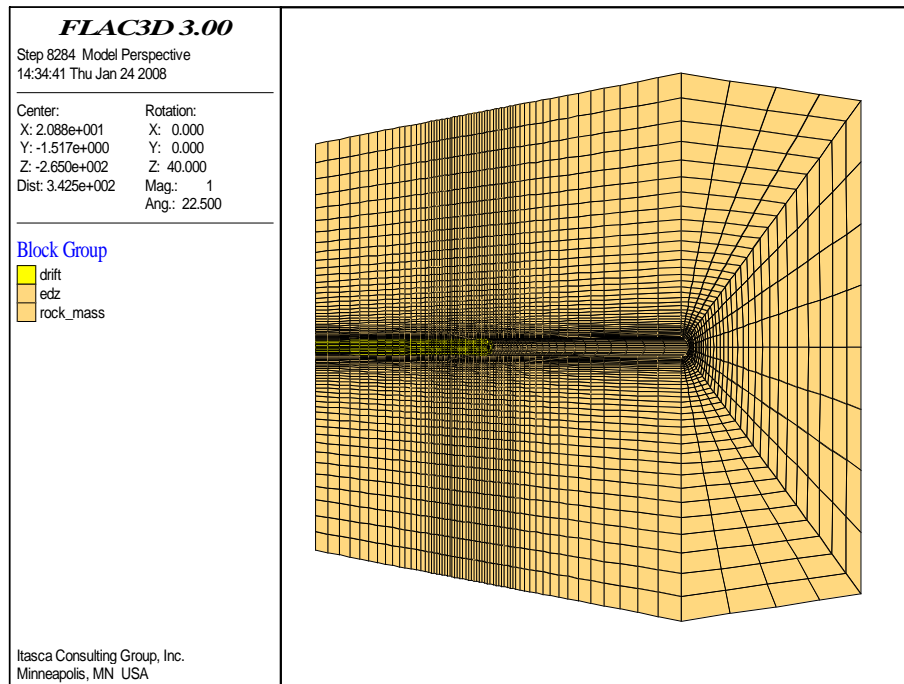


Bild 9.5: 3D-Berechnungsmodell mit Diskretisierung (rechte Modellhälfte), Stand der Ortsbrust bei 2 m nach Durchfahrung von MQ CP3

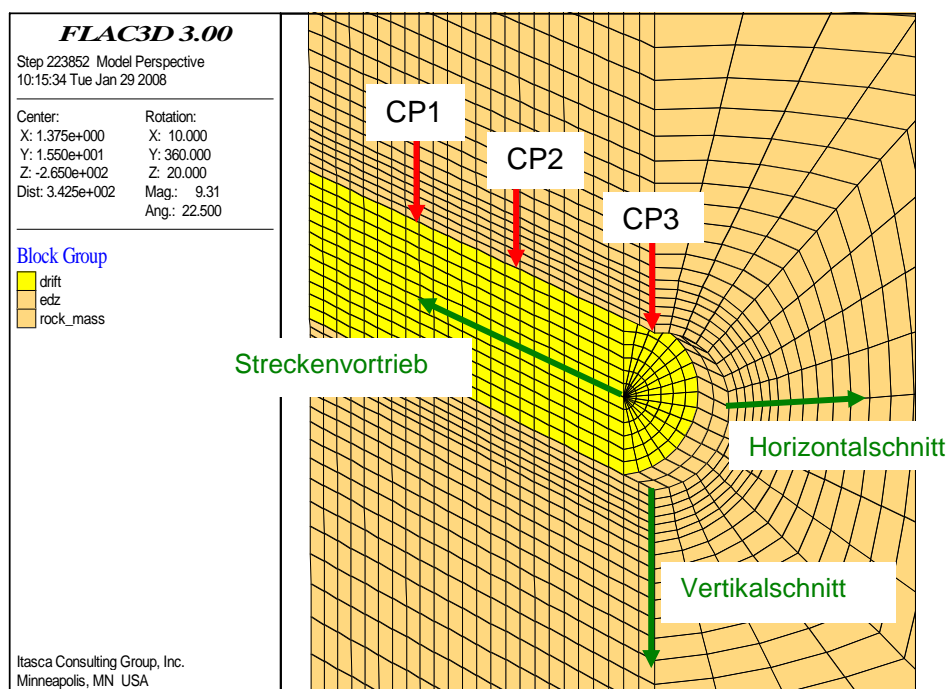


Bild 9.6: 3D-Berechnungsmodell mit Diskretisierung und Darstellung der Messquerschnitte (rechte Modellhälfte im Detail), Stand der Ortsbrust bei 2 m nach Durchfahrung von MQ CP3

Die einzelnen Messquerschnitte sind in der Gallery 1996 an folgenden Stellen angeordnet: CP1 befindet sich bei 110 m, CP2 bei 102,8 m und CP3 bei 94 m, *Martin & Lanyon (2002)*. Für die Simulation wurde CP2 aus rechentechnischen Gründen bei 103 m angenommen. Bild 9.6 zeigt die rechte Modellhälfte des verwendeten 3-dimensionalen Berechnungsmodells mit seiner

Diskretisierung. Dabei sind bei dem gewählten Maßstab die verfeinerte Diskretisierung im Bereich der Strecke und die Lage der einzelnen Messquerschnitte zu erkennen.

Für eine Darstellung von ausbruchsbedingten Spannungsumlagerungseffekten in Streckenvortriebsrichtung wird der Stand der Ortsbrust bei 3 m nach Durchfahrung des Messquerschnittes CP3 angenommen, *Bild 9.6*.

9.3.2 Berechnungsannahmen, Vorstellung und Diskussion der Ergebnisse

Bei der mechanischen Analyse des Gebirgstragverhaltens im Bereich der Messquerschnitte im Rahmen des BMWi-geförderten Forschungsvorhabens 02E9632 hat sich herausgestellt, dass durch die numerischen Simulationen mit impliziter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges die Messbefunde nach *Martin & Lanyon (2002)* aus den drei Messquerschnitten CP1, CP2 und CP3 bei der 3-dimensionalen Simulation hinsichtlich der diagonal gemessenen Konvergenzen im Beobachtungszeitraum weitgehend zutreffend nachvollzogen werden können, *Lux et al. (2006a)*. Während bei den vertikalen Konvergenzen die Obergrenze des Streubreitenbandes überschritten worden ist, kann allerdings gleichzeitig eine zahlenmäßige Übereinstimmung der berechneten horizontalen Konvergenzen mit den horizontalen Messbefunden mit diesem Ansatz nicht erreicht werden.

Vor diesem Hintergrund ist im Rahmen der hier durchgeführten weiteren Untersuchungen zur numerischen Simulation des Gebirgstragverhaltens dem Einfluss eines vereinfachten hydro-mechanisch gekoppelten Materialverhaltens auf das Konturdeformationsverhalten nachgegangen worden. Die zuvor im Rahmen der Reanalyse eingeführte implizite Berücksichtigung eines Trennflächengefüges durch Herabsetzung des *Kelvin*-Schubmoduls mit dem Faktor 1/5 in Verbindung mit dem Ansatz eines mit dem Faktor 1/5 ebenfalls reduzierten Gebirgsverformungsmoduls erfolgt im Rahmen des nachfolgend verwendeten Berechnungsansatzes mit vereinfachter hydro-mechanischer Kopplung nicht.

Der *Kelvin*-Schubmodul wird damit nicht modifiziert. Der Gebirgsverformungsmodul wird nunmehr entsprechend den Angaben in *Bock (2008)* mit $E_v = 7000 \text{ MPa}$ angenommen. Eine gute zahlenmäßige Übereinstimmung mit den Messergebnissen wird im Rahmen dieser Berechnungen nicht angestrebt. Vielmehr soll dem Einfluß der hydro-mechanischen Kopplung auf das Streckentragverhalten nachgegangen werden.

Die nachfolgenden *Bilder 9.7 bis 9.9* zeigen vergleichend die Ausbildung von geschädigten Zonen bei einer 3-dimensionalen Simulation des Streckenvortriebs mit dem Stoffmodell

Hou/Lux-T. In *Bild 9.7* sind die als Ergebnis der numerischen Simulation im Rahmen des *BMW*-Forschungsvorhabens erhaltenen geschädigten Zonen für einen Streckenquerschnitt mit horizontaler Sohlausbildung dargestellt. *Bild 9.8* zeigt im Vergleich dazu die mit einem im Rahmen dieser Arbeit modifizierten Stoffmodellparametersatz erhaltenen geschädigten Zonen an einem kreisförmigen Streckenquerschnitt. Gebirgsbereiche, deren Beanspruchung unterhalb der angesetzten Festigkeitsgrenzen für die Gesteinsmatrix und für die Schichtflächen liegen, werden in *Bild 9.7* entsprechend *Lux et al. (2006)* mit blauer Farbe sowie in den *Bildern 9.8* und *9.9* aktualisiert in grüner Farbe dargestellt. Oberhalb der Grenzfestigkeit beanspruchte Gebirgsbereiche werden entsprechend ihrer Ausprägung farblich markiert (Schichtflächenfestigkeitsüberschreitung - gelb, Matrixfestigkeitsüberschreitung - orange). Diejenigen Gebirgsbereiche, die beide Kriterien überschreiten, werden mit roter Farbe hervorgehoben.

Der direkte Vergleich zeigt eine tendenziell ähnliche Ausbildung der geschädigten Zonen in den Stoßbereichen der Strecken. Während die geometrisch unterschiedlich ausgebildeten Sohlbereiche die erhaltene Ausbildung der geschädigten Zonen bedingen und dabei die Zonen mit Überschreitung der Schichtflächenfestigkeiten im Fall eines Maulprofils mit einer horizontalen Sohle erwartungsgemäß erheblich größer sind als bei einem kreisförmigen Querschnitt, zeigen sich für die geometrisch identisch ausgebildeten Firstbereiche ebenfalls deutliche Unterschiede, die allerdings nicht zu erwarten waren. Die Darstellung der geschädigten Zonen in *Bild 9.8* zeigt im Gegensatz zu *Bild 9.7* für die umlaufende Streckenkontur im Bereich der ersten Elementreihe eine Überschreitung der Matrix- und der Schichtflächenfestigkeiten. Im Stoßbereich schließt sich eine weitere Elementreihe an mit Überschreitung der Matrixfestigkeit, im First- und Sohlbereich eine Elementreihe mit Überschreitung der Schichtflächenfestigkeit.

Ein weiterer wichtiger Faktor mit Einfluß auf die Ausbildung der geschädigten Zonen ist die Art der Simulation des Streckenvortriebs. Unterschiede in der räumlich-zeitlichen Tragwerksentwicklung, die auch Einfluß auf die Entwicklung der Deformationen haben können, zeigen die perspektivischen Darstellungen der geschädigten Zonen in *Bild 9.9a* für den Stand der Ortsbrust bei 3 m nach Durchfahrung des Referenzquerschnittes CP3 im Vergleich mit *Bild 9.9b* nach erfolgter Durchfahrung des repräsentativen und feiner diskretisierten Gebirgsbereichs von 32 m. Hier zeigt sich entsprechend *Bild 9.9b* bei der gewählten Abschlagslänge von 2 m pro Tag eine räumlich begrenzte Schichtflächenfestigkeitsüberschreitung an der Ortsbrust für die erste Elementreihe. Weiterhin zeigt die Ausbildung der geschädigten Zonen in *Bild 9.9a* im Vergleich mit *Bild 9.9b*, dass sich der vorstehend beschriebene Zustand der Gebirgsentfestigung an der Kontur für die erste Elementreihe mit Überschreitung von Matrix- und Schichtflächenfestigkeit erst zeitabhängig ausbildet und somit vom Streckenvortrieb abhängig ist.

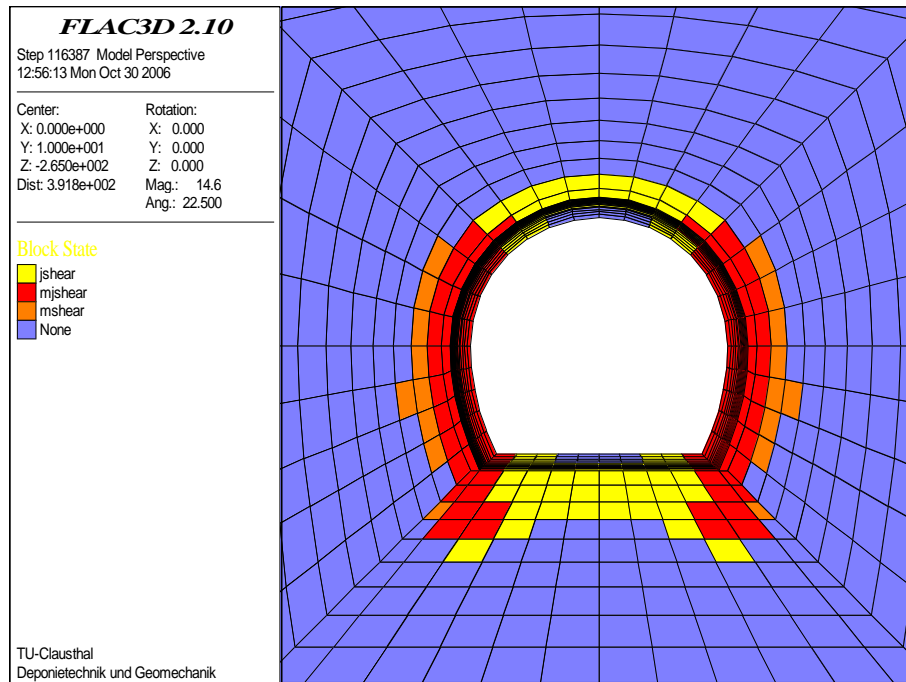


Bild 9.7: Geschädigte Zonen für einen Streckenquerschnitt mit horizontaler Sohlausbildung als Ergebnis der numerischen Simulation mit dem Stoffmodell How/Lux-T im Rahmen des BMWi-Forschungsvorhabens

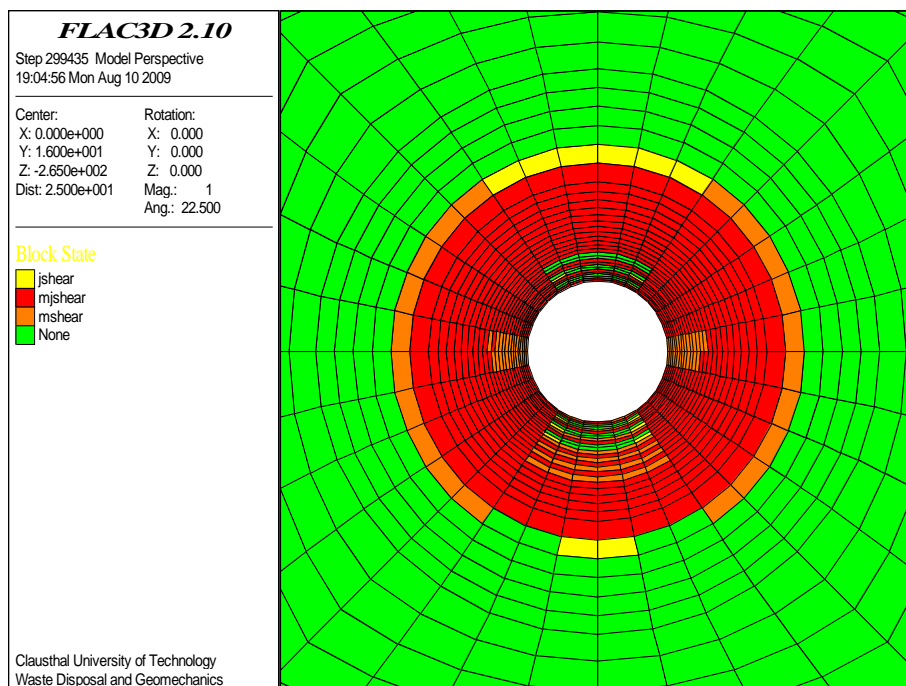


Bild 9.8: Geschädigte Zonen für eine Strecke mit einem kreisförmigen Streckenquerschnitt als Ergebnis der numerischen Simulation mit dem im Rahmen dieser Arbeit modifizierten Stoffmodellparametersatz für das Stoffmodell How/Lux-T

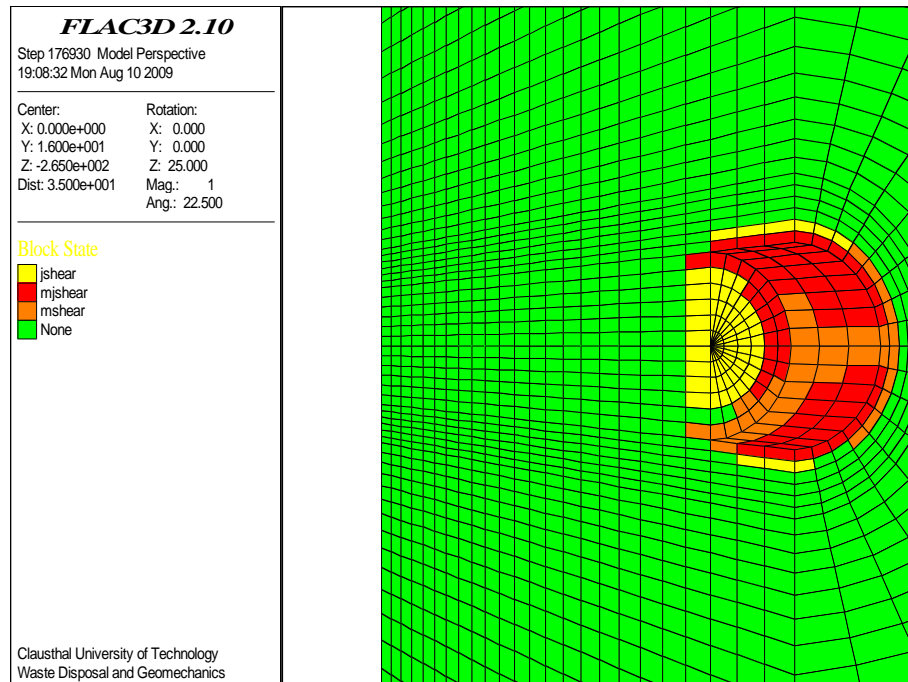


Bild 9.9a: Geschädigte Zonen für eine Strecke mit einem kreisförmigen Streckenquerschnitt als Ergebnis der numerischen Simulation mit dem im Rahmen dieser Arbeit modifizierten Stoffmodellparametersatz für das Stoffmodell Hou/Lux-T - perspektivische Darstellung mit Stand der Ortsbrust bei 3 m nach Durchfahrung des Referenzquerschnitts CP3

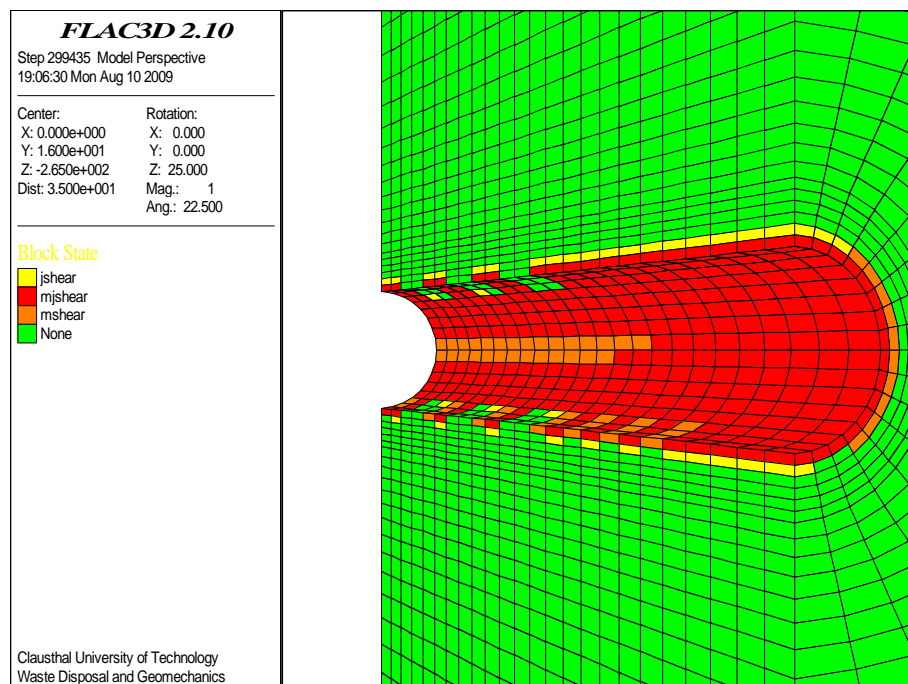


Bild 9.9b: Geschädigte Zonen für eine Strecke mit einem kreisförmigen Streckenquerschnitt als Ergebnis der numerischen Simulation mit dem im Rahmen dieser Arbeit modifizierten Stoffmodellparametersatz für das Stoffmodell Hou/Lux-T - perspektivische Darstellung mit vollständiger Auffahrung des gewählten maßgeblichen Gebirgsbereichs von 32 m

In unmittelbarer Nähe der Ortsbrust werden in *Bild 9.9a* lediglich Matrixfestigkeitsüberschreitungen in den Stoßbereichen ausgewiesen, während der in *Bild 9.8* gezeigte Beanspruchungszustand der Streckenkontur erst nach vollständiger Durchfahrung des gewählten maßgeblichen Gebirgsbereichs erreicht wird. Ob sich dieser Effekt auch bei der aus der zeitlichen Veränderung der Gebirgsbeanspruchung resultierenden Referenzquerschnittsdeformation zeigt, wird nachfolgend untersucht.

Bild 9.10 zeigt die Gebirgsdeformationen im Konturschnitt (*a*) für den Stand der Ortsbrust bei 3 m nach Durchfahrung des Referenzquerschnittes CP3 sowie (*b*) nach erfolgter Durchfahrung des repräsentativen Gebirgsbereichs von 32 m. Die Berechnung für den Zustand der Gebirgsdeformationen nach Durchfahrung des repräsentativen Gebirgsbereichs zeigt eine signifikante Zunahme der Stoßdeformationen um ca. 100 % von $u_x \approx 0,6$ mm auf $u_x \approx 1,2$ mm, verbunden mit einer Zunahme der Firstsetzungen um ca. 12 % auf $u_z \approx 6,6$ mm. Hier zeigt sich somit die Auswirkung der vorstehend beschriebenen zeitlichen Veränderung des Beanspruchungszustandes der Streckenkontur in den Stoßbereichen.

Eine vergleichend durchgeführte hydro-mechanisch gekoppelte Berechnung mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* unter Ansatz der gleichen Stoffmodellparameter zeigt entsprechend *Bild 9.11* die Gebirgsdeformationen im Konturschnitt (*a*) für den Stand der Ortsbrust bei 3 m nach Durchfahrung des Referenzquerschnittes CP3 sowie (*b*) nach erfolgter Durchfahrung des repräsentativen Gebirgsbereichs von 32 m. Auch hier führt der Streckenvortrieb zu einer Zunahme der Gebirgsdeformationen an der Streckenkontur.

Im Vergleich mit den als Ergebnis einer nur mechanischen Berechnung erhaltenen Gebirgsdeformationen zeigt sich jeweils für die horizontal und vertikal orientierten Konturdeformationen eine Zunahme um ca. 45 % bzw. 15 %. Während die horizontalen Konturdeformationen nach erfolgter Durchfahrung des repräsentativen Gebirgsbereichs Zahlenwerte von $u_x \approx 1$ mm aufweisen, liegen die mit einer hydro-mechanisch gekoppelt berechneten Firstsetzungen mit $u_z \approx 8$ mm um ca. 20 % über den Deformationen, die mit einem elasto-viskosen Ansatz berechnet worden sind.

Die in *Bild 9.10* und *Bild 9.11* beobachteten Unterschiede in den Deformationen können darauf zurück geführt werden, dass bei Vorliegen von betragsmäßig gleichen mechanischen Spannungen der Ansatz von effektiven Spannungen bei einer hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung im Vergleich mit einer rein mechanischen Berechnung zu einem bereits primär reduzierten Beanspruchungszustand im Gebirge führt. Dieser bei hydro-mechanischer Kopplung veränderte Ausgangszustand ermöglicht durch den streckenvortriebsbedingten Spannungsabbau von Poren-

wasserdruckdifferenzen im Hohlraumnahbereich eine Zunahme der Gebirgsbeanspruchung, die in der Folge dann zu größeren Deformationen führen können als vergleichbare Berechnungsansätze ohne hydro-mechanische Kopplung. Diese Prozesse sind wiederum auch zeitabhängig zu betrachten, da der Abbauprozess von Porenwasserdruckdifferenzen im Gebirge von der Ausprägung der vernetzten Wegsamkeiten abhängig ist.

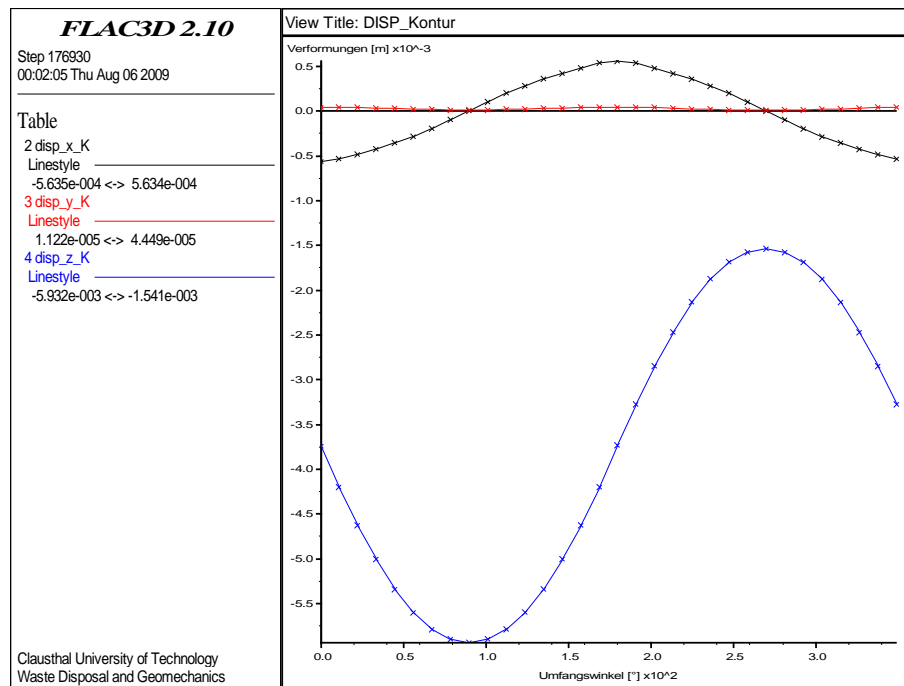


Bild 9.10a: Gebirgsdeformation im Konturschnitt mit Stand der Ortsbrust bei 3 m nach Durchführung des Referenzquerschnitts CP3 (0° - rechter Stoß, 90° - First, 270° - Sohle)

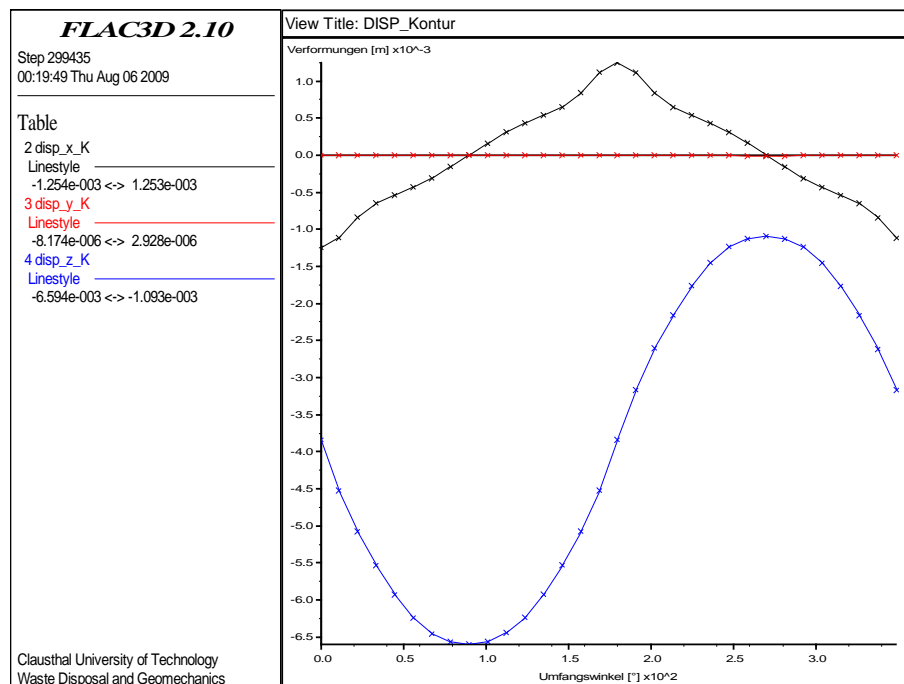


Bild 9.10b: Gebirgsdeformation im Konturschnitt nach Durchführung des repräsentativen Gebirgsbereichs von 32 m (0° - rechter Stoß, 90° - First, 270° - Sohle)

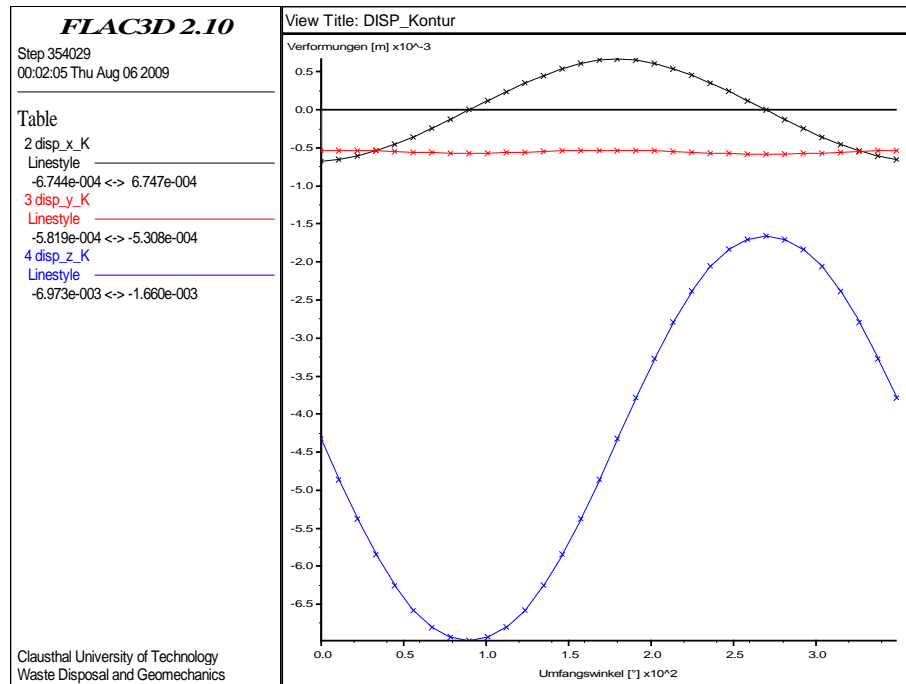


Bild 9.11a: *Hydro-mechanisch gekoppelt berechnete Gebirgsdeformation im Konturschnitt mit Stand der Ortsbrust bei 3 m nach Durchführung des Referenzquerschnitts CP3 (0° - rechter Stoß, 90° - First, 270° - Sohle)*

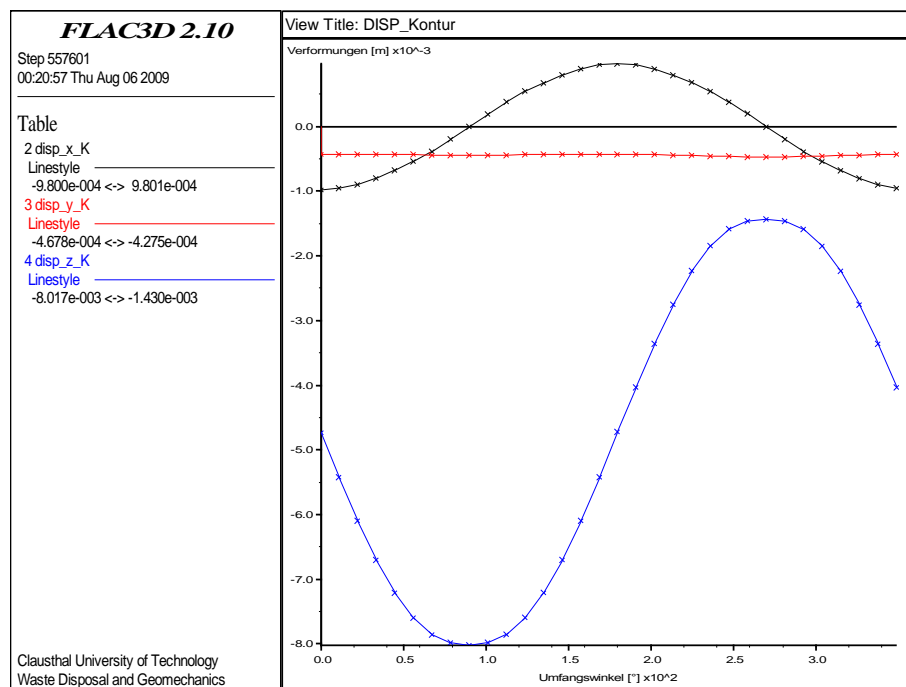


Bild 9.11b: *Hydro-mechanisch gekoppelt berechnete Gebirgsdeformation im Konturschnitt nach Durchführung des repräsentativen Gebirgsbereichs von 32 m (0° - rechter Stoß, 90° - First, 270° - Sohle)*

Auf eine weitere Auffälligkeit, die die mechanische Wirkung der Porenwasserdruckänderung belegt, soll an dieser Stelle hingewiesen werden. Bei der hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung werden entsprechend *Bild 9.11a* Konturdeformationen am Referenzquerschnitt in der Größenordnung von $u_Y \approx 0,5$ mm entgegen der Streckenvortriebsrichtung berechnet, die bei

Ansatz einer elasto-viskosen Berechnung ohne Berücksichtigung von Porenwasserdruckumlagerungseffekten nur in einer marginalen und daher vernachlässigbaren Größenordnung ausgewiesen werden, *Bild 9.10a*.

Es ist weiterhin darauf hinzuweisen, dass die im Rahmen der Bearbeitung der BMWi-Forschungsvorhaben getroffenen Annahmen nicht nur zu einer zahlenmäßigen Übereinstimmung der berechneten horizontalen Konvergenzen mit den horizontalen Messbefunden geführt haben, sondern auch zu einer Divergenz der Hohlraumkontur in den Stoßbereichen nach Durchfahung der Ortsbrust. Hierzu zeigt *Bild 9.12a,b* eine Gegenüberstellung der im Rahmen dieser Arbeit aus der nur mechanischen Simulation und aus der hydro-mechanisch gekoppelten Simulation erhaltenen Gebirgsdeformationen am Referenzquerschnitt CP3 in Abhängigkeit vom Streckenvortrieb. Entsprechend sind die skizzierten farbig hervorgehobenen Hohlraumkonvergenzbewegungen in einem Verformungs-/Zeit-Diagramm über die totale Berechnungszeit von $t = 43$ d bis zur vollständigen Durchfahung des gewählten repräsentativen Gebirgsbereichs von 32 m aufgetragen. Dabei ist der Zeitpunkt der Durchfahung des Referenzquerschnitts bei $t \approx 28$ d, ausgezeichnet durch einen sprunghaften Anstieg der Deformationen, ebenso gut zu erkennen wie die ortsbrustvorlaufend stattfindenden Gebirgsdeformationen sowie die nach Ortsbrustdurchgang nachlaufend erfolgenden Hohlraumkonvergenzen.

Unabhängig von den im Rahmen einer hydro-mechanischen Kopplung berechneten und vorstehend bereits angesprochenen zahlenmäßig größeren Gebirgsdeformationen wird für die horizontal ausgerichteten Messlinien 1-5 bzw. 1-4 im Gegensatz zu den im Rahmen der Bearbeitung des BMWi-Forschungsvorhabens dokumentierten Berechnungsergebnissen für den betrachteten Zeitabschnitt von $t = 43$ d bis zur vollständigen Durchfahung des gewählten repräsentativen Gebirgsbereichs von 32 m in der Tendenz eine Zunahme der Hohlraumdeformationen ausgewiesen.

Ob dieser Aspekt allerdings auf den bei hydro-mechanischer Kopplung veränderten Ausgangszustand im Gebirge zurückzuführen ist oder auch noch durch die anisotrope Ausbildung der einzelnen Hauptspannungen beeinflusst wird, kann im Rahmen der vorliegenden Arbeiten nicht hinreichend zuverlässig bestimmt werden. Tatsächlich besteht jedoch die Möglichkeit, dass die beobachteten zeitabhängigen Gebirgsdeformationen entsprechend den Ausführungen in *Abschnitt 5* auf hydraulische Strömungsprozesse zurückzuführen sind.

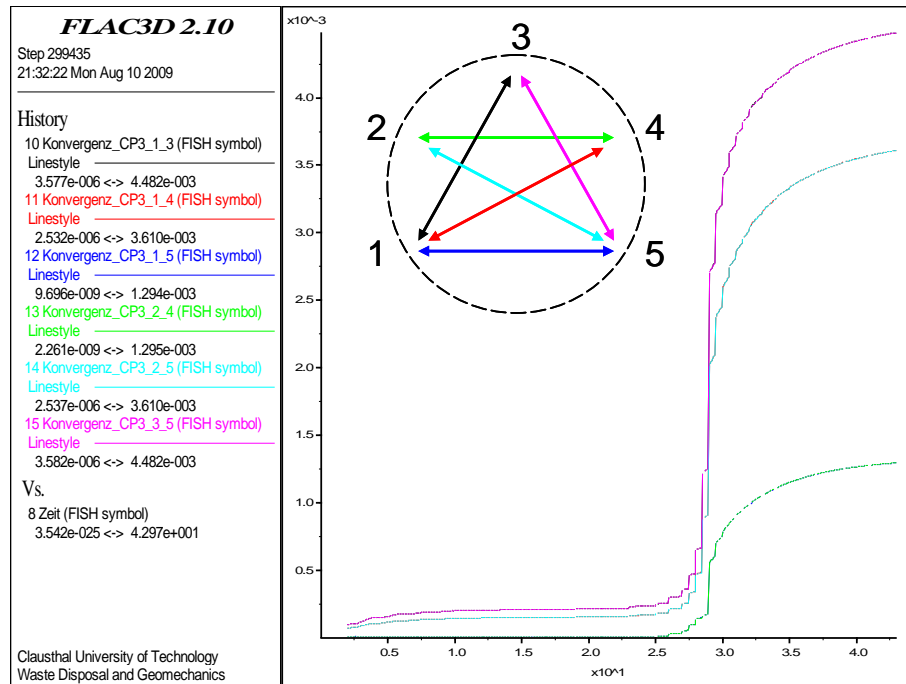


Bild 9.12a: Mechanisch berechnete Gebirgsdeformationen am Referenzquerschnitts CP3

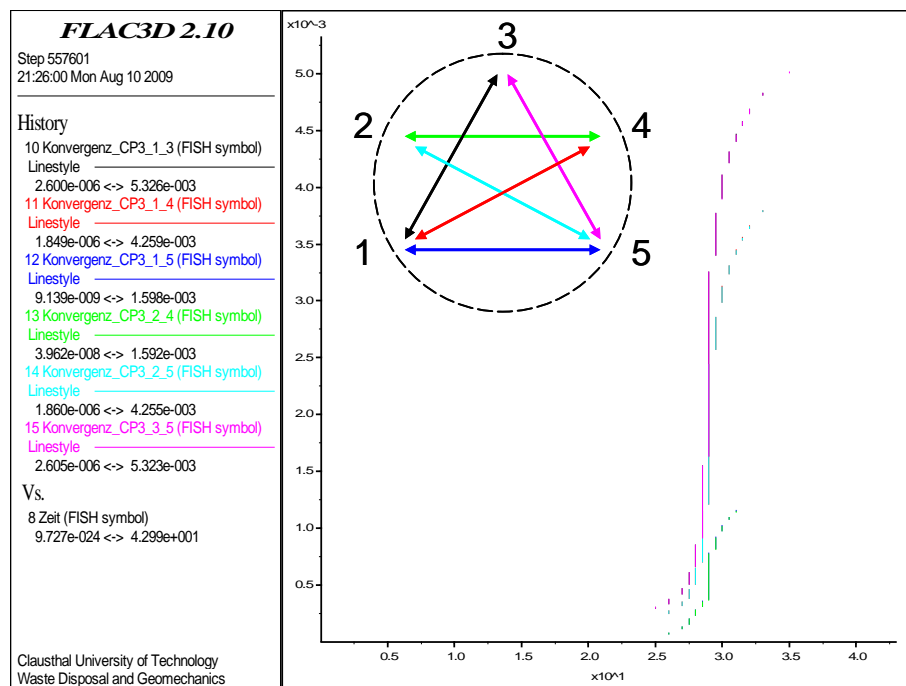


Bild 9.12b: Hydro-mechanisch gekoppelt berechnete Gebirgsdeformationen am Referenzquerschnitts CP3

In Abschnitt 5.4.3.2 ist dem Einfluss einer im Vergleich zur gewählten Ausgangspermeabilität von $K = 10^{-17} \text{ m}^2$ mit $K = 10^{-18} \text{ m}^2$ um eine Dekade geringer angesetzten Gebirgspermeabilität vortriebsbedingten hydraulischen Beanspruchung auf das Streckentragverhalten nachgegangen worden. Dazu zeigen die Bilder 5.41a,b für die Gebirgspermeabilität von $K = 10^{-18} \text{ m}^2$, dass der Prozess, der zur Porenwasserdruckabsenkung führt, deutlich später einsetzt bzw. dass dieser Prozess erst deutlich später zu sichtbaren Porenwasserdruckabsenkungen im Modell führt.

Die aus der Veränderung der hydraulischen Verhältnisse resultierenden Einflüsse auf die mechanischen Spannungs- und Verformungszustände bei Ansatz einer geringeren Gebirgspermeabilität sind in einer weiteren Berechnung analog zu den im vorhergehenden Abschnitt beschriebenen Vorgehen mit Unterscheidung in elastische Balancierung mit anschließender Simulation von Strömungsprozessen hydro-mechanisch gekoppelt ermittelt und in den *Bildern 5.42a,b,c* vergleichend gegenübergestellt worden. Während die mit einer hydraulischen Berechnung simulierte Porenwasserdruckverteilung im unmittelbaren Umgebungsbereich des betrachteten Referenzquerschnitts eine zeitabhängige Porenwasserdruckabsenkung aufweist, sind bei einer hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung in ca. 2 m (1 d) entfernten Gebirgsbereichen deutliche Porenwasserdruckerhöhungen über den hydrostatischen Druckzustand hinaus zu beobachten. Diese Porenwasserdruckerhöhungen erreichen ihren Maximalwert bei $t = 0$ d.

Im Vergleich mit den in *Bild 9.13* aufgeführten In-situ-Messbefunden nach *Martin & Lanyon (2002)* zeigen die in *Abschnitt 5.4.3.2, Bild 5.42c* angesprochenen Berechnungsergebnisse zum Einfluss einer im Vergleich zur gewählten Ausgangspermeabilität von $K = 10^{-17} \text{ m}^2$ nunmehr mit $K = 10^{-18} \text{ m}^2$ um eine Dekade geringer angesetzten Gebirgspermeabilität, dass sowohl bei den In-situ-Messbefunden wie auch bei den Ergebnissen der rechnerischen Simulation Porenwasserdrücke oberhalb des hydrostatischen Porenwasserdrucks erhalten werden.

Bei den in *Abschnitt 5.4.3.2* angesprochenen Ergebnissen der rechnerischen Simulation wird in einer Entfernung von 2 m zur Ortsbrust des MQ mit $P_W = 9,5 \text{ MPa}$ ein um ca. 20% ($\sim 1,5 \text{ MPa}$) erhöhter Porenwasserüberdruck ausgewiesen gegenüber einem als hydrostatisch angenommenen primären Porenwasserdruck von $P_{W0} = 8,0 \text{ MPa}$.

Im Vergleich dazu weisen die In-situ-Messbefunde für den Sensor BED-B1 I3 einen um ebenfalls ca. 20% ($\sim 0,4 \text{ MPa}$) erhöhten Porenwasserdruck und für den Sensor BED-B1 I4 lediglich einen um ca. 10% ($\sim 0,2 \text{ MPa}$) erhöhten Porenwasserdruck aus ($P_{W0} = 2,0 \text{ MPa}$).

Den entsprechenden Unterlagen nach *TN 98-01* ist zu entnehmen, dass sich der Sensor BED-B1 I3 in einer Entfernung zu der aufgefahrenen Streckenkontur von $\sim 2,70 \text{ m}$ befindet und der Sensor BED-B1 I4 in einer Entfernung von 9 m angebracht worden ist. *Bild 9.14* gibt hierzu einen Überblick über die Lage der Bohrung BED-B1.

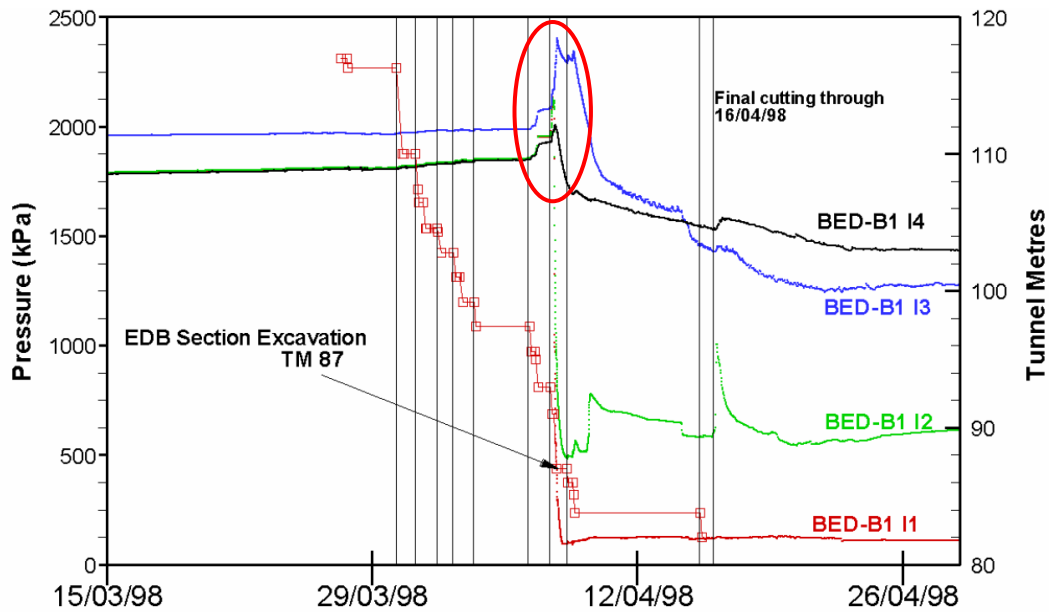


Bild 9.13: Porenwasserdruckmessbefunde in Bohrloch BED-B1 während der Streckenauf-fahrung der Gallery 1998 nach Martin & Lanyon (2002) in unterschiedlichen Messintervallen

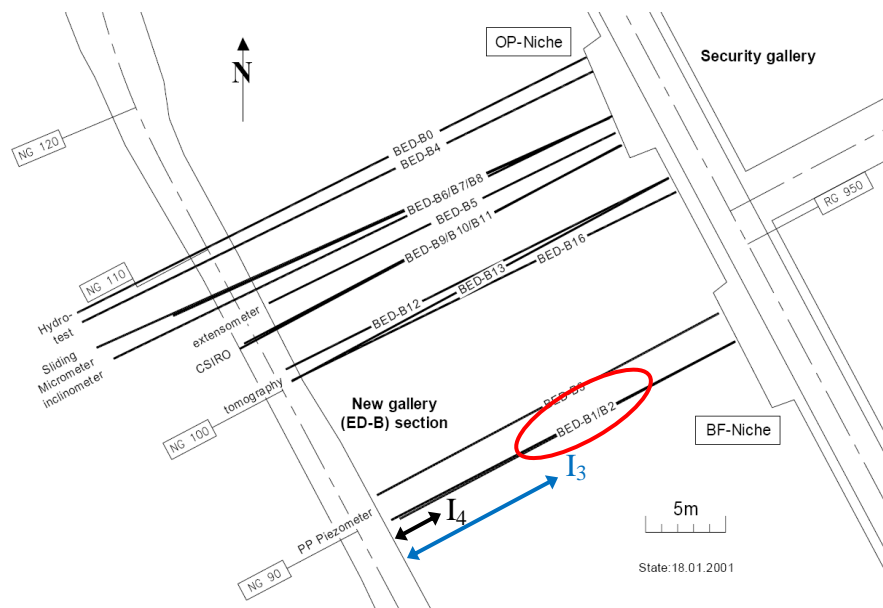


Bild 9.14: Überblick über die Lage der Bohrlöcher BED-B1/B2 mit zusätzlicher (eigener) Angabe der Lage der Messintervalle BED-B1 I4 und I3

9.3.3 Schlussfolgerungen und Empfehlungen für eine weiterführende Anwendung des Simulationsinstrumentariums auf ausgewählte Strecken im Tongestein

Bei der mechanischen 3D-Analyse des Gebirgstragverhaltens im Bereich der Messquerschnitte in Mont Terri in Lux et al. (2006a) hat sich herausgestellt, dass mit den rechnerischen Simulationen bei impliziter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges die Messbefunde nach Martin &

Lanyon (2002) aus den drei Messquerschnitten CP1, CP2 und CP3 im Beobachtungszeitraum hinsichtlich der diagonal gemessenen Konvergenzen weitgehend zutreffend nachvollzogen werden können. Während bei den vertikalen Konvergenzen die Obergrenze des Streubreitenbandes überschritten worden ist, kann gleichzeitig eine zahlenmäßige Übereinstimmung der berechneten horizontalen Konvergenzen mit den horizontalen Messbefunden mit diesem Ansatz nicht erreicht werden.

Vor diesem Hintergrund ist im Rahmen der durchgeführten generischen Untersuchungen zur rechnerischen Simulation des Gebirgstragverhaltens dem Einfluss eines vereinfachten hydro-mechanisch gekoppelten Materialverhaltens auf das Konturdeformationsverhalten nachgegangen worden.

Folgende Aspekte sind dabei betrachtet worden:

(1) Überschreitungen von Matrix- und Schichtflächenfestigkeiten sind vom Streckenvortrieb abhängig (räumlich-zeitliche Tragwerksentwicklung):

- In unmittelbarer Nähe der Ortsbrust werden lediglich Matrixfestigkeitsüberschreitungen in den Stoßbereichen erhalten,
- Gebirgsdeformationen nach Durchfahrung des repräsentativen Gebirgsbereichs zeigen signifikante Zunahme der Deformationen im Stoß um ca. 100 %, jedoch nur geringe Zunahme der Firstsetzungen um ca. 12 %,
- Im Vergleich liegen die mit einer hydro-mechanisch gekoppelt berechneten Firstsetzungen um ca. 20 % über den Deformationen, die mit einem elasto-viskosen Ansatz berechnet worden sind, während für die horizontalen Konturdeformationen nach erfolgter Durchfahrung des repräsentativen Gebirgsbereichs nahezu identische Zahlenwerte ausgewiesen werden.

Die beobachteten Unterschiede in den Deformationen können darauf zurück geführt werden, dass bei Vorliegen von betragsmäßig gleichen mechanischen Spannungen der Ansatz von effektiven Spannungen bei einer hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung im Vergleich mit einer rein mechanischen Berechnung zu einem bereits primär reduzierten Beanspruchungszustand im Gebirge führt. Dieser bei hydro-mechanischer Kopplung veränderte Ausgangszustand ermöglicht durch den streckenvortriebsbedingten Spannungsabbau von Porenwasserdruckdifferenzen im Hohlraumnahbereich eine Zunahme der Gebirgsbeanspruchung, die in der Folge zu größeren Deformationen führen können als vergleichbare Berechnungsansätze ohne hydro-mechanische Kopplung. Diese Prozesse sind wiederum auch zeitabhängig zu betrachten, da der

Abbauprozess von Porenwasserdruckdifferenzen im Gebirge von der Ausprägung der vernetzten Wegsamkeiten abhängig ist.

(2) Die im Rahmen der Bearbeitung des BMWi-Forschungsvorhabens getroffenen Annahmen haben nicht zu einer zahlenmäßigen Übereinstimmung der berechneten horizontalen Konvergenzen mit den horizontalen Konvergenzen der Messbefunde geführt, sondern auch zu einer Divergenz der Hohlraumkontur in den Stoßbereichen nach Durchfahung der Ortsbrust. Im Rahmen einer hydro-mechanischen Kopplung wird für die horizontal ausgerichteten Messlinien im Gegensatz dazu in der Tendenz eine Konvergenz ausgewiesen.

Ob dieser Aspekt allerdings nur auf den Ansatz von effektiven Spannungen und einem damit einhergehenden primär reduzierten Gebirgsbeanspruchungszustand zurückzuführen ist oder auch noch durch die anisotrope Ausbildung der einzelnen Hauptspannungen beeinflusst wird, konnte im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht abschließend ermittelt werden. Hierzu sind weitere Variationsanalysen mit anisotropen Primärspannungszuständen erforderlich.

(3) Die aus der Veränderung der hydraulischen Verhältnisse bei Ansatz einer geringeren Gebirgspermeabilität resultierenden Einflüsse auf die mechanischen Spannungs- und Verformungszustände sind in einer weiteren Berechnung in *Abschnitt 5.4.3.2* analog zu dem im vorhergehenden Abschnitt beschriebenen Vorgehen mit Unterscheidung in elastische Balancierung mit anschließender Simulation von Strömungsprozessen hydro-mechanisch gekoppelt ermittelt worden.

Während die mit einer lediglich hydraulischen Berechnung ermittelte Porenwasserdruckverteilung im unmittelbaren Umgebungsbereich des betrachteten Referenzquerschnitts eine zeitabhängige Porenwasserdruckabsenkung aufweist, sind bei einer hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung in ca. 2 m (1 d) von der Ortsbrust entfernten Gebirgsbereichen deutliche Porenwasserdruckerhöhungen über den hydrostatischen Druckzustand hinaus zu beobachten.

Denkbar wäre, dass der Prozess, der zur Porenwasserdruckabsenkung führt, bei Annahme einer Gebirgspermeabilität von $K = 10^{-18} \text{ m}^2$ deutlich später einsetzt bzw. erst deutlich später zu sichtbaren Porenwasserdruckabsenkungen im Modell führt.

Der Vergleich mit In-situ-Messbefunden zeigt jedenfalls, dass Porenwasserdrücke oberhalb des hydrostatischen Porenwasserdrucks grundsätzlich auch rechnerisch im Rahmen von In-situ-Messungen im Gebirge erhalten werden.

In *Abschnitt 5* ist allerdings ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Änderung des volumetrischen Spannungszustandes und der Änderung des im Gebirge vorherrschenden Porenwas-

serdrucks hergestellt worden, auch wenn dieser Prozess bei der Streckenvortriebssimulation von der Verformungsmöglichkeit der Ortsbrust in den Hohlraum hinein überlagert zu sein scheint. Vor diesem Hintergrund führt eine Kompaktion der Gebirgsmatrix zu einem Anstieg des Porenwasserdrucks. Porenwasserdruckdifferenzen werden durch Fluidströmungen abgebaut. Daher erscheint es zukünftig zweckmäßig, wenn bei Ansatz eines hydro-mechanisch gekoppelten Materialverhaltens bei der Simulation von Streckenauffahrungen im Tonsteingebirge im Rahmen der *back calculation* von In-situ-Messbefunden neben der Ermittlung von Zustandsgrößen zur volumetrischen Gebirgsdeformation in Kombination mit Porenwasser(über)drücken auch Fluidströmungen hinsichtlich ihrer Größe und Ausrichtung in die Auswertung mit einbezogen werden.

Insgesamt folgt aus den durchgeführten Arbeiten zur hydro-mechanischen Kopplung, dass zur vollständigen und widerspruchsfreien Identifizierung der einzelnen Mechanismen, die das Tragverhalten des Gebirges bei dieser komplexen Simulation bestimmen, über diese ersten Ansätze hinaus für die Zukunft noch umfangreiche weiterführende rechnerische und laborative Untersuchungen sowie Felduntersuchungen vorzunehmen sind.

10 Wesentliche Ergebnisse und Empfehlungen für das weitere Vorgehen

10.1 Durchgeführte Untersuchungen und wesentliche Ergebnisse

International stehen im europäischen Ausland neben Granitformationen (Schweiz, Schweden) auch Tongesteinsformationen (Frankreich, Schweiz, Belgien) hinsichtlich ihrer Eignung als Wirts- und Barrierengesteine für die Endlagerung radioaktiver Abfälle im Zentrum von wissenschaftlichen Untersuchungen. In Deutschland hingegen ist das Wirtsgestein Steinsalz in den vergangenen Jahren und Jahrzehnten sehr viel intensiver untersucht worden als alternative Wirtsgesteine. Nach einer Untersuchung der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) sind jedoch neben Salzlagerstätten auch Tongesteinslagerstätten in relevanten Teufen und in einer räumlichen Ausdehnung vorhanden, die eine Endlagerung hochradioaktiver Abfälle in Deutschland grundsätzlich möglich erscheinen lassen. Für gleichermaßen qualifizierte Aussagen zur Eignung / Nichteignung nichtsalinarer Gebirgsformationen sind national aufgrund des vergleichbar geringen Kenntnisstandes noch grundlegende Untersuchungen erforderlich, insbesondere auch zu den mechanischen und hydraulischen Eigenschaften der Wirtsgesteinsformationen.

Vor diesem Hintergrund soll diese Arbeit mithelfen, einige der heute noch bestehenden Lücken in den wissenschaftlichen Grundlagen zu schließen und dadurch die Grundlagen für die Sicherheitsbewertung eines potentiellen Endlagers im Tongestein zu verbessern. Damit wird tendenziell auch dazu beigetragen, eine Standortauswahl bei unterschiedlichen Wirts- bzw. Barrieresteinen auf einer vergleichbaren Erkenntnisgrundlage zu den physikalischen Eigenschaften der jeweiligen Wirts- bzw. Barrieresteine und zu ihrem mechanisch-hydraulisch gekoppelten Verhalten unter endlagerrelevanten Einwirkungen durchzuführen.

Der Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik verfügt über ein im Rahmen von Forschungsarbeiten zur Endlagerung radioaktiver Abfälle im Salzgestein weiterentwickeltes Stoffmodell, mit dem sowohl das Tragverhalten untertägiger Grubenbaue und Abdichtungsbauwerke unter Berücksichtigung von Schädigung und Schädigungsrückbildung (Verheilung) simuliert wie auch gekoppelte mechanisch-hydraulische Wechselwirkungen rechnerisch abgebildet werden können. Neben der Übernahme und Prüfung der Einsetzbarkeit bereits international für Tongesteine erarbeiteter physikalischer Modelle ist im Rahmen dieser Arbeit untersucht worden, inwieweit das Stoffmodell *Hou/Lux* für die Untersuchungen zum Tragverhalten und zum Barrierenverhalten von Tongesteinen nach entsprechender Modifikation eingesetzt werden kann.

Als Bearbeitungsschwerpunkte dieser Arbeit sind daher zu nennen:

-
- laborative Ermittlung erforderlicher Kennwerte für Tongestein,
 - Erarbeitung und Implementierung der erforderlichen Modifikationen / Erweiterungen für die Anwendung des Stoffmodells *How/Lux-T* auf Tragsysteme in Tongesteinen,
 - Validierung des Stoffmodells *How/Lux-T* durch Überprüfung / Nachrechnung ausgewählter Laborversuche mit Tongesteinen und schließlich
 - Durchführung grundsätzlicher rechnerischer Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen als Grundlage für eine zukünftig durchzuführende tonsteinbezogene Erweiterung des am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik entwickelten *HM*-Kopplungskonzeptes als erste Stufe eines *THM*-Kopplungskonzeptes

Im Folgenden werden die durchgeführten Arbeiten kurz angesprochen und wesentliche Untersuchungsergebnisse herausgearbeitet:

(a) *Laborative Ermittlung von mechanischen und hydraulischen Kennwerten für Tongestein,*

Die physikalische Modellierung eines Gesteins betrifft vornehmlich die Abbildung der Deformations- und Festigkeitseigenschaften sowie der hydraulischen Eigenschaften in entsprechende mechanische und hydraulische Modelle. Ausgangspunkt für die Erarbeitung mechanischer Modelle ist die laborativ ermittelte Abhängigkeit der gemessenen Deformationen von vorgegebenen Variationsparametern wie der mechanischen Beanspruchung, der Temperatur und der Luftfeuchtigkeit. Danach können bei phänomenologischer Betrachtungsweise aus den gemessenen Verformungen berechnete Verzerrungen zunächst in reversible (elastische) und irreversible (inelastische) Verzerrungsanteile unterschieden werden. Während die mit einem elastischen Stoffmodell zu beschreibende Reaktion des Gesteins auf Beanspruchungsänderungen immer instantan erfolgen muss, wird bei den inelastischen Verformungsvorgängen in ein plastisches Fließen (zeitunabhängig / zeitabhängig) und in ein viskoses Fließen (immer zeitabhängig) unterschieden. Während das plastische Fließen an die Überschreitung einer Fließgrenze gebunden ist, erfolgt das viskose Fließen unabhängig von der Überschreitung einer Grenzbeanspruchung.

Bei den durchgeführten laborativen Arbeiten zur Ermittlung von zeitunabhängigen Materialkennwerten ist verstärkt Wert darauf gelegt worden, den geogenen Porenwasserdruck im Prüfkörper zu erhalten und den Einfluss des Porenwasserdrucks auf die mechanischen Eigenschaften zu ermitteln. Im Rahmen der Durchführung laborativer Untersuchungen zum Verformungs- und Festigkeitsverhalten von Tongestein ist daher im Hinblick auf die Ermittlung des Einflusses der in situ anstehenden Porenwasserdrücke sowie der damit verbundenen geomechanisch-

geohydraulischen Wechselwirkungen auf das Tragverhalten des Gebirges ein neu entwickeltes Druckbehälter-System zur Zwischenlagerung von Bohrkernmaterial eingesetzt worden. Diese Druckbehälter wirken der bei der Bohrkernentnahme und nachfolgenden Zwischenlagerung im Lauf der Zeit entstehenden Reduktion des Porenwasserdrucks und der Austrocknung / Entsättigung dadurch entgegen, dass das Bohrkernmaterial dauerhaft im Druckbehälter einem isotropen Druck auf Porenwasser- bzw. Gebirgsdruckniveau unterliegt und ein Austrocknen infolge Luftabschluss ohnehin nicht möglich ist.

Die aus den Ergebnissen von Kurzzeitversuchen an schichtungsparallel erbohrtem Bohrkernmaterial der Lokation Mont Terri abgeleiteten Bruchverzerrungen weisen unabhängig von der Minimalspannung annähernd identische Zahlenwerte auf. Gleichzeitig zeigen die erhaltenen Versuchsdaten zur Bruchfestigkeit grundsätzlich und wohl erstmalig das Vorhandensein eines mit der Minimalspannung zunehmenden Porenwasserdrucks. Die Detektion dieses Mechanismus ist offensichtlich auf den über die Zeit der Zwischenlagerung erfolgten weitgehenden Erhalt der in situ vorhandenen hydraulischen Eigenschaften der Gesteinsformation (Porenwasserdruck, Sättigungsgrad) zurückzuführen. Weiterhin wird deutlich, dass eine Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse bei Verwendung der Druckbehälterzwischenlagerung zu beobachten ist und damit in den Druckbehältern eine Konservierung der Materialeigenschaften erfolgt.

An einer Erweiterung der Prüfanlagen um eine Vorrichtung zur online-Messung des Porenwasserdrucks ist daraufhin intensiv gearbeitet worden, um die Ausbildung eines von der mechanischen Beanspruchung abhängigen zusätzlichen Porenwasserdrucks über die zunächst gefundenen indirekten Hinweise hinaus (keine / nur marginale Zunahme der im Bruchzustand ermittelten Deviatorspannungen mit steigender Minimalspannung) auch bei Tongestein zahlenmäßig direkt belegen zu können. Erste orientierende laborative Untersuchungen mit Vorgabe eines Porenwasserdrucks zur Re-Sättigung des Prüfkörpers im Vorfeld und Messung des Porendruckverlaufs an der Unterseite des Prüfkörpers während der Versuchsdurchführung sind daraufhin durchgeführt worden.

Erwartungsgemäß sollte das Erreichen der Bruchfestigkeit während der Versuchsdurchführung dazu führen, dass eine mit diesem Beanspruchungszustand verbundene Ausbildung von Makrorissen im Prüfkörper auch einen deutlichen Porendruckabfall herbei führt. Im Versuch ist jedoch eine derartige Porendruckänderung ohne eine damit einhergehende markante Änderung des Spannungszustandes bereits vor Erreichen des Bruchzustandes beobachtet worden. Der hier beginnende Porendruckabfall könnte erklärt werden mit der Weiterentwicklung und zunehmen-

den Vernetzung von schon bestehenden Mikrowegsamkeiten und / oder mit der Entstehung von neuen Mikrorissen durch Erreichen der Dilatanzfestigkeit.

Eine weitere Erklärung für die gemessene Reduzierung des Porendrucks könnte auch darin bestehen, dass zunächst sekundäre Wegsamkeiten bevorzugt auf Schichtflächen entstehen. Die Schichtflächenfestigkeit ist anhand von direkten Scherversuchen im Rahmen der vorliegenden Arbeit zahlenmäßig ermittelt worden. Hier zeigen sich im Vergleich zur Matrixfestigkeit geringere Festigkeiten, so dass der Mikrorissbildungsprozess im Gesteinsgefüge durch beginnendes Schichtflächenversagen begünstigt werden könnte.

Parallel zu den vorstehend angesprochenen Ergebnissen laborativer Untersuchungen zum zeitunabhängigen Deformations- und Festigkeitsverhalten sind mit der im Rahmen dieser Arbeit weiterentwickelten Versuchstechnik auch erste orientierende Untersuchungen zum zeitabhängigen Deformationsverhalten mit Vorgabe eines Porenwasserdrucks durchgeführt worden. Dazu sind unter Beibehaltung identischer Spannungsrandbedingungen die hydraulischen Randbedingungen während der Versuchsdurchführung variiert worden. In einem ersten Testintervall, bei dem die verwendeten Prüfkörper in der Triaxialzelle bei einem isotropen Beanspruchungszustand und mit einem konstanten Porendruck aufgesättigt worden sind, zeigten die Prüfkörper trotz der leicht komprimierenden Beanspruchung ein zeitabhängiges extensionales Deformationsverhalten, das zunächst grundsätzlich mit einem Quellprozess der Tongesteinsmatrix erklärt werden könnte.

Im Rahmen des zweiten Testintervalls sind die hydraulischen Randbedingungen entsprechend einer unterschiedlichen Zielsetzung variiert worden. In einem Fall ist die Fluidzuleitung in die Triaxialzelle unterbrochen worden. Als Reaktion auf die Erhöhung der axialen Beanspruchung konnte unmittelbar im Anschluss an eine relativ kurze eintägige transiente Deformationsphase eine stationäre Deformationsrate abgeleitet werden, die von einer zeitabhängigen Reduzierung des Porendrucks begleitet worden ist. Im anderen Fall ist der Porendruck auch nach Erhöhung der axialen Beanspruchung konstant gehalten worden. Die Ergebnisse zeigten überraschend, dass neben einer anfänglichen etwa 2 – 3 Tage andauernden transienten Prüfkörperdeformation keine weiterführenden zeitabhängigen Deformationen aufgetreten sind.

Es ist daher anzunehmen, dass die Variation der hydraulischen Randbedingungen im Versuch einen fundamentalen Einfluss auf die beobachteten zeitabhängigen Deformationen der untersuchten Tongesteinsprüfkörper der Lokation Mont Terri hat. So ist bei der Vorgabe eines konstanten Porendrucks während der Versuchsdurchführung beobachtet worden, dass trotz einer nicht unerheblichen deviatorischen Beanspruchung keine zeitabhängigen Kriechdeformationen

zu verzeichnen sind. Es konnte jedoch hierzu nicht abschließend geklärt werden, ob der Tongesteinsprüfkörper grundsätzlich keinen Kriechdeformationen unterliegt oder ob sich das Beanspruchungsniveau lediglich noch unterhalb einer auf einem höheren Niveau als der im Versuch vorhandenen deviatorischen Beanspruchung anzusetzenden Kriechgrenze befindet.

Tatsache ist jedoch, dass in vorhergehenden triaxialen Kriechversuchen an schichtungsparallel erbohrten Tongesteinsprüfkörpern der Lokation Mont Terri, die noch auf herkömmliche Art luftdicht verschweißt zwischengelagert worden sind, ein eindeutiges zeitabhängiges Materialverhalten nachgewiesen werden konnte, auch wenn es sich bereits hier deutlich gezeigt hat, dass das für Steinsalz verwendete Verfahren zur Ermittlung von Stoffmodellparametern zur Charakterisierung des stationären Kriechens bei der Übertragung auf Tongesteine eher ungeeignet ist. Bei Steinsalz einer Gesteinsformation weisen die für einzelne Versuche / Laststufen abgeleiteten *Maxwell*-Viskositätskoeffizienten in einer halblogarithmischen Darstellung über der Vergleichsspannung aufgetragen eine relativ eindeutige Linearität auf. Im Gegensatz dazu ist es bei Tongesteinen notwendig, für jeden einzelnen der mehrstufigen triaxialen Kriechversuche gesondert eine Auswertung vorzunehmen. Aus diesem Vorgehen zur Versuchsdatenauswertung bei Tongesteinen ergibt sich dann in der Folge aus den versuchsbezogen abgeleiteten Kennwerten eine eindeutige Bandbreite in den spannungsabhängigen Kriechraten, die mit ihrer Obergrenze durchaus an die Kriechfähigkeit von sehr gering kriechfähigem Steinsalz heranreichen kann.

Ob bei Tongesteinen im Gegensatz zu Steinsalz grundsätzlich eine Kriechgrenzfestigkeit anzusetzen ist, konnte im Rahmen dieser Arbeiten nicht abschließend geklärt werden. Damit hängt allerdings auch die Frage nach der Art der zeitabhängigen Verformungen zusammen: Sind die beobachteten Deformationen auf Konsolidationsdeformationen als Folge von Porenwasserdruckänderungen zurück zu führen oder beruhen sie doch eher auf viskosen Deformationen als Folge von Gleitbewegungen im Mineralkorngefüge? Hierzu sind dementsprechend noch intensive laborative Untersuchungen vorgesehen, um die beobachteten zeitabhängigen Deformationen den im Gesteinsgefüge ablaufenden Mechanismen eindeutig zuzuordnen und dann auch mehr als nur phänomenologisch charakterisieren zu können.

(b) Erarbeitung und Implementierung der erforderlichen Modifikationen / Erweiterungen für die Anwendung des Stoffmodells How/Lux-T auf Tragsysteme in Tongesteinen

Tongestein weist genetisch bedingt oft ein Schichtungsgefüge auf, dessen Festigkeit in Abhängigkeit von diagenetischen Verfestigungsprozessen auch deutlich unterhalb der Festigkeit des Gesteins bei Druck-/ Schubbeanspruchungen senkrecht zu den Gefügeebenen liegen kann (→ anisotrope Festigkeitseigenschaften). Vorlaufende Untersuchungen zum Tragverhalten von

Grubenbauen haben gezeigt, dass ohne Berücksichtigung dieser anisotropen Festigkeitseigenschaften eine Reanalyse von Feldmessdaten erhebliche Defizite aufweisen kann. Daher ist dieser Sachverhalt bei einer Erweiterung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* im Rahmen von physikalischer Modellierung und numerischer Simulation berücksichtigt worden.

Danach wird in jedem Berechnungsschritt zunächst der vorhandene Spannungszustand mit der Dilatanzfestigkeit der Matrix verglichen. Bei Überschreitung dieser Festigkeitsgrenze folgen schädigungsbedingte Spannungsumlagerungen und zusätzliche Deformationen. Der resultierende Spannungszustand wird dann aus dem globalen in ein durch die Schichtung vorgegebenes lokales Koordinatensystem transformiert und mit der Dilatanz- bzw. Bruchfestigkeit der Schichtung verglichen. Gegebenfalls werden wiederum nunmehr allerdings schichtungsbezogene Schädigungen induziert, so dass sich in Folge weitere Spannungsumlagerungen und weitere Deformationen ergeben.

Bei Verwendung eines elasto-plastischen Stoffmodells zur Analyse des Tragverhaltens von Hohlräumen im Festgestein folgt daraus notwendigerweise der planerische Umgang mit der rechnerischen Ausweisung von pseudo-plastischen Zonen und damit von Gebirgsbereichen, in denen bei Erreichen der Versagensgrenze zunächst eine allmähliche Entfestigung des Gebirges einsetzt, nicht aber ein unmittelbares, auf der instantanen Ausbildung von Makrorissen beruhendes Konturbruchversagen erfolgt. Um einen direkten Vergleich der Berechnungsergebnisse mit dem Ansatz eines zeitunabhängigen elasto-plastischen Stoffmodells und mit dem erweiterten Stoffmodell *Hou/Lux-T* zu ermöglichen, sind in beiden Fällen gleiche Versagensfestigkeiten angesetzt worden. Das bedeutet, dass die Bruchfestigkeit des elasto-plastischen Stoffmodells identisch ist mit der Dilatanzfestigkeit des Stoffmodells *Hou/Lux-T*.

Die Berechnungsbefunde zeigen, dass mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* entfestigte Gebirgsbereiche ebenfalls und in gleicher Weise identifiziert werden. Darüber hinaus werden mit den Parametern Schädigungsgrad und Dilatanz weitere Informationen zum Zustand des Gebirges in den geschädigten Zonen erhalten, die für eine differenzierte Bewertung des Tragverhaltens und dann auch für weiterführende hydro-mechanisch gekoppelte Simulationen herangezogen werden können.

Im Rahmen der durchgeführten triaxialen Untersuchungen zur Kurzzeitbruchfestigkeit hat sich gezeigt, dass im Fall von Beanspruchungssteigerungen bei Erstbelastung größere zeitunabhängige Deformationen auftreten als sie mit dem linear-elastischen Stoffmodell mit Ansatz des Verformungsmoduls der Ent- / Wiederbelastung erhalten werden. Dieses zeitunabhängige überlineare Deformationsverhalten kann mit einem pseudo-elastischen Stoffmodell beschrieben

werden, bei dem der Deformationszuwachs von einem beanspruchungsbezogenen Verformungsmodul abhängt. In einer weiteren Stoffmodellmodifikation ist daher dieses pseudo-elastische Stoffmodell *Lubby 1* mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* kombiniert worden. Das pseudo-elastische Stoffmodell *Lubby 1* wird zur genaueren Erfassung der in triaxialen Kompressionsversuchen mit der Erstbelastung erhaltenen inelastischen Verzerrungen angewendet und ersetzt damit nunmehr das *Hooke*'sche Stoffmodell im erweiterten Stoffmodell *Hou/Lux-T*.

Bei der zeitabhängigen Analyse von Tragwerken im Salinargebirge wird von einem isotropen Primärspannungszustand ausgegangen und einer nicht existenten Kriechgrenzfestigkeit. Anisotrope primäre Gebirgsspannungszustände, wie sie im Tonsteingebirge aufgrund messtechnischer Befunde angenommen werden, führen im Stoffmodell *Hou/Lux-T* dazu, dass auch in Gebirgsbereichen, die weiter entfernt von den aufgefahrenen Hohlräumen liegen und deshalb keinen sekundären deviatorischen Spannungen z.B. infolge Hohlraumausbruch mehr unterliegen, infolge der primären deviatorischen Spannungen aber doch Kriechdeformationen berechnet werden. Zur plausiblen Berücksichtigung auch eines anisotropen primären Gebirgsspannungszustandes, bei der die induzierten Kriechdeformationen auf das Nahfeld der aufgefahrenen Hohlräume beschränkt sein sollten, ist das Stoffmodell *Hou/Lux-T* derart modifiziert worden, dass nur die oberhalb der anisotropen primären Gebirgsspannungsbeanspruchung liegende sekundäre deviatorische Beanspruchung zu Kriechdeformationen führt. Dabei ist zu beachten, dass ebenso wie im nicht modifizierten Stoffmodell *Hou/Lux* auch schon geringe deviatorische Beanspruchungen oberhalb des deviatorischen Primärspannungszustandes zu Kriechdeformationen führen, d.h. es ist derzeit explizit mangels experimenteller Belege noch keine Kriechgrenze implementiert.

Auf der Grundlage der durchgeführten laborativen Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen erscheint es zweckmäßig, die Abhängigkeit der Festigkeit von dem Sättigungsgrad durch die Einführung einer Vorfaktorfunktion in das Festigkeitsmodell des Stoffmodells *Hou/Lux-T* zu beschreiben. Ein entsprechender mechanischer Ansatz für die Vorfaktorfunktion ist bereits im Rahmen dieser Arbeit dokumentiert worden. Die Implementierung im Simulationsprogramm ist zukünftig vorzunehmen, da sich hier dann auch eine Schnittstelle / Kopplungsstelle zu der geohydraulischen Prozesssimulation ergeben kann, bei der der Sättigungsgrad als Zustandsgröße berechnet wird.

(c) *Validierung des Stoffmodells Hou/Lux-T durch Überprüfung / Nachrechnung ausgewählter Laborversuche mit Tongesteinen*

Im Rahmen von orientierenden Verifikationsanalysen ist das Stoffmodell *How/Lux-T* auf die rechnerische Simulation eines einstufigen Kriechversuchs angewendet worden. Die verwendeten Parameter sind hier zunächst unabhängig von realen Laborversuchen gewählt worden, so dass die einzelnen Verzerrungsanteile (transient, stationär, tertiär) plakativ zur Wirkung kommen.

Im Rahmen einer ersten Validierungsstufe ist dann das um ein pseudo-elastisches Stoffmodell erweiterte Stoffmodell *How/Lux-T* bei der retrospektiven Simulation eines triaxialen Kompressionsbruchversuchs eingesetzt worden, und die berechneten Ergebnisse für die Deformation sind den laborativ ermittelten Ergebnissen an schichtungsparallel erbohrtem Bohrkernmaterial der Lokation Mont Terri vergleichend gegenübergestellt worden.

In einer zweiten Validierungsstufe ist das Stoffmodell *How/Lux-T* mit den im Rahmen dieser Arbeit abgeleiteten Kennwerten dann zur retrospektiven numerischen Simulation des Kriechverhaltens eines Tongesteinprüfkörpers der Lokation Mont Terri angewendet worden. Ein Vergleich mit den laborativ ermittelten Ergebnissen zeigt eine relativ gute Übereinstimmung der Mess- / und Berechnungswerte in den ersten 140 Tagen. Es ist allerdings auch zu erkennen, dass im Laborversuch die zunächst bis zu diesem Zeitpunkt etwa konstante Verzerrungsrate in der Folgezeit dann signifikant abnimmt, so dass die Verzerrungen und damit die Prüfkörperdeformationen kaum noch zunehmen. Hier ist als Interpretation der Beobachtungen im Hinblick auf die physikalische Modellierung auch folgender Ansatz denkbar: In den ersten 100 Tagen werden keine viskosen Verformungen wirksam. Vielmehr erfolgt ein Konsolidierungsprozess, bei dem der durch die Beanspruchungsänderung induzierte Porenwasserdruck abgebaut wird und den Spannungsumlagerungen auf das Mineralkorngerüst entsprechende Verformungen aktiviert werden. Nach Abbau des Porenwasserdrucks gehen die zeitabhängigen Deformationen auf Null zurück. Viskose und schädigungsinduzierte Deformationen treten nicht auf, da weder die Kriechgrenze noch die Schädigungsgrenze überschritten sind.

Um zu zeigen, dass mit dem Stoffmodell *How/Lux-T* das Deformationsverhalten auch bei einem stufenweisen Anstieg der deviatorischen Beanspruchung abgebildet werden kann, ist in einem weiteren Beispiel der Validationsstufe 2 eine rechnerische Simulation eines mehrstufigen triaxialen Kriechversuchs durchgeführt und mit ihren Ergebnissen den Messergebnissen vergleichend gegenüber gestellt worden. Dabei ist allerdings ein im Vergleich zum Verformungsmodul in der ersten Laststufe um den Faktor 3 erheblich größerer Verformungsmodul zur Reduktion der elastischen Verformungsanteile bei Laständerungen zu den weiteren Laststufen angesetzt worden, um einen Eindruck von der qualitativ und nunmehr auch quantitativ guten Übereinstimmung der gemessenen und berechneten zeitabhängigen Prüfkörperdeformationen zu vermitteln.

Im Rahmen dieser physikalischen Modellierung sind die messtechnisch erfassten zeitabhängigen Deformationen wie schon zuvor als viskose Deformationen interpretiert worden. Andere Interpretationen auf der Basis von Porenwasserdruckänderungen sind hier natürlich auch möglich, allerdings sehr viel schwieriger zu identifizieren aufgrund der gewählten zeitlich relativ kurzen Laststufen von ca. 30 Tagen.

In Anlehnung an die durchgeführten laborativen Untersuchungen zur Ermittlung schädigungsinduzierter Deformationen ist das Stoffmodell *Hou/Lux-T* mit den im vorstehenden Abschnitt angesprochenen Verformungsmoduli und den ermittelten viskosen Materialkennwerten zur numerischen Simulation des Kriechverhaltens eines weiteren Tongesteinprüfkörpers angewendet worden.

Die vorstehend dargestellten Ergebnisse der zweiten Validierungsstufe zeigen zusammenfassend, dass mit einigen unkonventionellen, auf den Erstbelastungsmodul beschränkten Modifikationen das Kriechverhalten des Tongesteins der Lokation Mont Terri relativ gut abgebildet worden ist und das modifizierte Stoffmodell *Hou/Lux-T* das Kriechbruchverhalten mit schädigungsbedingter akzelerierter Kriechrate im Grundsatz nachvollziehen kann. Hier fehlen allerdings noch weitere zahlenmäßige Untersuchungen zur Validierung.

Aufgrund dieser Befunde ist dann nachfolgend im Rahmen einer weiteren Validierungsstufe 3 zunächst eine exemplarische Anwendung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* auf Strecken im Tonsteingebirge erfolgt, und zwar im Vergleich zu einer elasto-plastischen Modellierung, bei der im Hinblick auf die Untersuchung des Schichtungseinflusses auf den Schädigungs- und Entfestigungsprozess zwei unterschiedliche Schichtungswinkel vorgegeben worden sind (horizontale Schichtung, vertikale Schichtung).

Als wesentliches Ergebniss dieser Validationsstufe 3 ist festzuhalten, dass die am stärksten entfestigten Zonen immer dort auftreten, wo die Tangentialspannung etwa unter einem Winkel von $\alpha = 35^\circ - 40^\circ$ zur Schichtung verläuft. Die Entfestigung in den Schichtflächen ist die Folge einer Kombination aus der Größe der Tangentialspannung und der Richtung der Tangentialspannung zur Schichtungsebene. Der Winkel $\alpha \approx 37^\circ \approx 90^\circ - \beta_{\min}$ mit $\beta_{\min} = (45^\circ + \varphi/2)$ ist bei einem gegebenen Winkel der inneren Reibung von $\varphi_s = 17^\circ$ für die Schichtflächen in sehr guter Übereinstimmung mit den Ansätzen nach Wittke (1984) zur Ermittlung der Scherfestigkeit eines Gesteins mit einem transversal isotropen Korngefüge. Das dort visualisierte schichtungsbedingte Gesteinsfestigkeitsminimum führt zu einer extremalen Intensität der Schädigung in den Gebirgsbereichen, in denen die dadurch richtungsabhängig drastisch herabgesetzte Gebirgsfestigkeit überschritten wird.

Entsprechend den aus dem Tonsteingebirge verfügbaren Mess- und Beobachtungsdaten ist es zweckmäßig, im Rahmen der weiterführenden Stoffmodellvalidierung eine Fokussierung auf das Tragverhalten von streckenartigen Grubenbauen vorzunehmen. Dabei sind bezüglich der Betrachtung geomechanisch-geohydraulischer Wechselwirkungen grundsätzlich zwei Phasen zu unterscheiden: zunächst als erste Phase der Streckenvortrieb (Streckenauffahrung) selbst im Nahfeld des gewählten Messortes über eine Dauer von einigen Tagen sowie dann nachfolgend als zweite Phase die jahre- oder jahrzehntelange Standzeit der offenen Strecke (Offenhaltung). Während in der ersten Phase der grundsätzliche Einfluss der ausbruchsinduzierten elastischen Kompaktion des wassergesättigten Matrixporenraums auf den Porenfluiddruck und die dadurch bedingten hydro-mechanischen Wechselwirkungen im Vordergrund stehen, dominieren in der zweiten Phase zeitabhängige Deformationsmechanismen, die einerseits mit dem Abbau von Porenwasser(über)drücken wie auch mit dem viskosen Materialverhalten des Tongesteins zu erklären sind. Vor diesem Hintergrund sind im Rahmen dieser Arbeit systematische rechnerische Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen durchgeführt worden.

(d) Durchführung grundsätzlicher rechnerischer Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen

Das für die rechnerische Simulation im Rahmen dieser Arbeit verwendete physikalische Modell zur Beschreibung des hydro-mechanisch gekoppelten Materialverhaltens ist bereits in die Simulationssoftware *Flac3D* der Itasca Consult GmbH implementiert und berücksichtigt den Zusammenhang zwischen der Änderung des Deformationszustandes, des Porendruckzustandes und des Temperaturzustandes. Nicht berücksichtigt wird dagegen die bewetterungsbedingte Entsättigung im Konturbereich, so dass fiktiv von einer Wasserdampfsättigung der Umgebungsluft an der Hohlraumkontur auszugehen ist. Die mit einer Teilsättigung des konturnahen Gesteins zusammenhängenden Effekte bleiben somit derzeit in dieser Arbeit noch unberücksichtigt. Erste Untersuchungen zu dieser Thematik sind bei *Czajkowski & Wieczorek (2010)* zu finden.

Ein vereinfachter Ansatz zur Simulation hydro-mechanisch gekoppelter Prozesse ist die Reduzierung der möglichen Phänomene und Prozesse auf eine laminare einphasige Strömung mit Ansatz von Strömungskräften und einem kompressiblen Mineralkorngerüst. Wird zusätzlich die Änderung des Porenwasserdrucks entlang des Strömungsweges pro Zeitschritt als vernachlässigbar und damit als konstant angesehen, folgt daraus vereinfacht, dass eine Kompaktion der Gesteinsmatrix einen Anstieg des Porenwasserdruckes im jeweiligen Gesteinselement zur Folge hat, während eine Dilatation zu einer Porenwasserdruckreduzierung führt.

Zur Bestätigung dieses Ansatzes und zur Überprüfung der implementierten mechanisch-hydraulischen Kopplung ist exemplarisch der Fall einer horizontal in einer Strecke im Tonsteingebirge liegenden Querschnittsabdichtung simuliert worden. Dieses Beispiel ist allerdings soweit abstrahiert worden, dass von der Querschnittsabdichtung nur die Komponente Dammbauwerk betrachtet wird und damit auch analytische Lösungen zur Ermittlung der mechanisch und hydraulisch bedingten Zustandsgrößen möglich werden. Dazu wird das Abdichtungsmaterial als poröses Medium mit Feststoffmatrix und vollständig gesättigtem Porenraum angenommen und das Abdichtungsbauwerk einseitig mit einer horizontal einwirkenden mechanischen Flächenlast beansprucht. Die aus der Belastung resultierende Volumen-Deformation der Querschnittsabdichtung führt zu einem Porenwasserdruckanstieg. Ein dadurch bedingter Strömungsprozess ist nicht simuliert worden. Der Vergleich der aus der numerischen Simulation und aus der analytischen Berechnung erhaltenen hydraulischen Zustandsgrößen zeigt eine sehr gute Übereinstimmung.

Zur Ermittlung der aus der angesetzten Strömung resultierenden mechanischen Wirkung sind verschiedene Ansätze vergleichend untersucht worden. Die Diskussion der Ergebnisse zur mechanischen Wirkung dieser unterschiedlichen Ansätze zur Erfassung / Simulation des hydraulischen Prozesses erfolgt entsprechend nachstehender Systematik:

- Ansatz eines impermeablen Dammbauwerkes;
- Ansatz eines permeablen Dammbauwerkes ($\alpha = \text{konstant} = 1$), wobei die entsprechenden mechanischen und hydraulischen Zustandsgrößen (totale Spannungen, Porenwasserdrücke) getrennt voneinander berechnet und zur Ermittlung des effektiven Spannungszustandes additiv überlagert worden sind;
- Ansatz eines permeablen Dammbauwerkes ($\alpha = \text{konstant} = 1$), wobei mechanische und hydraulische Zustandsgrößen gekoppelt ermittelt worden sind.

Bei Ansatz eines impermeablen Dammbauwerkes erfolgt durch den einwirkenden Fluiddruck im Dammbauwerk lediglich eine mechanische Beanspruchung. Im Rahmen einer allein mechanischen Beanspruchung des Dammbauwerkes durch den Fluiddruck wird der Fluiddruck am linken Modellrand als eine mechanische Beanspruchung angesetzt.

Bei Vorgabe eines permeablen Dammbauwerkes mit $\alpha = \text{konstant} = 1$ erfolgt durch den einwirkenden Fluiddruck eine Durchströmung des Dammbauwerks, deren mechanische Wirkung über zwei unterschiedliche Ansätze ermittelt werden kann:

- (1) *expliziter Ansatz*: Ermittlung der totalen Spannungen im Dammbauwerk aus dem einwirkenden Wasserdruck und der Porenwasserdrücke aus der (stationären) Strömung und nachfolgend Berechnung der effektiven Spannungen nach dem Konzept von *Terzaghi*,
- (2) *impliziter Ansatz*: Ermittlung des hydraulischen Potentialfeldes mit den Porenwasserdrücken und der spezifischen Strömungskräfte, wobei aus den Strömungskräften unmittelbar die effektiven Spannungen im Mineralkorngerüst folgen.

Nachstehend erfolgt daher eine Differenzierung der hydraulischen Einwirkungen in hydrodynamische Einwirkungen (Vorgabe spezifischer Strömungskräfte) und in hydrostatische Einwirkungen (Vorgabe von Porenwasserdrücken am Modellrand). Bei der Zustandsgrößenberechnung ist grundsätzlich zwischen totalen und effektiven Spannungen zu unterscheiden. Deformationen resultieren nur aus effektiven Spannungen. Die jeweiligen mechanischen und hydraulischen Spannungen (totale Spannungen, Porenwasserdrücke) sind getrennt voneinander berechnet und zur Ermittlung der effektiven Spannungen additiv überlagert worden.

Wird entsprechend (1) die hydraulische Belastung in Form von hydrostatischen Kräften an den Stirnflächen des Dammbauwerks angesetzt, ergibt sich die daraus berechnete Porenwasserdruckverteilung über die Dammbauwerkslänge mit einem linear abnehmenden Verlauf. Aus der mechanischen Berechnung folgt ein über die Bauwerkslänge konstanter Spannungszustand mit totalen Spannungen. Die additive Überlagerung der totalen Spannungen und der Porenwasserdrücke führt im Anschluss auf die effektiven Spannungen.

Bei Ansatz von spezifischen Strömungskräften als äußerer Belastung in Folge einer Wasserströmung entsprechend (2) werden die aus der Hydraulik resultierenden Kräfte in Form von mechanischen Kräften in den Zonenschwerpunkten des diskretisierten Berechnungsmodells angesetzt. Die aus den spezifischen Strömungskräften folgenden Spannungen führen unmittelbar auf die effektiven Spannungen im Dammbauwerk. Aus diesen Spannungen ergeben sich ebenso unmittelbar die Deformationen des Dammbauwerkes.

Ein Vergleich der durch additive Überlagerung berechneten horizontal verlaufenden Koordinatenspannung mit dem aus dem Ansatz von Strömungskräften resultierenden effektiven Spannungszustand ergibt eine exakte Übereinstimmung. Diese Aussage gilt allerdings nicht in gleicher Weise für die anderen zwei Koordinatenspannungen, die aus den in Querrichtung behinderten Verzerrungen entsprechend berechnet worden sind. Eine additive Überlagerung der erhaltenen Spannungszustände führt am wasserseitigen Bauwerksrand zu effektiven Zugspannungen.

Die beiden Berechnungsansätze führen daher nicht zu einem vollständig identischen Ergebnis. Der Ansatz über eine getrennte Ermittlung mechanischer und hydraulischer Zustandsgrößen mit

nachfolgender Überlagerung zu effektiven Spannungen ist daher nur mit Vorsicht anzuwenden. Der Ansatz über spezifische Strömungskräfte führt dagegen automatisch ohne Einschränkung zu den richtigen mechanischen Zustandsgrößen und ist daher grundsätzlich zu bevorzugen.

Die im Rahmen der hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung erhaltene Effektivspannungsverteilung in dem Dammbauwerk zeigt im Grundsatz die gleiche Effektivspannungsverteilung wie im Fall nicht gekoppelter Berechnungen bei explizitem Ansatz von spezifischen Strömungskräften. Allerdings sind am Dammbauwerksrandbereich starke Abweichungen von der analytischen Lösung zu verzeichnen, die weder durch eine verfeinerte Diskretisierung noch durch die Variation der Poissonzahl zu eliminieren sind. Eine Ursache konnte trotz intensiver Bemühungen nicht gefunden werden.

Im weiteren Verlauf der Arbeit ist untersucht worden, ob sich der Zusammenhang zwischen einer volumetrischen Deformation der Gesteinsmatrix und der hieraus induzierten Änderung des Porenwasserdruckes auch für den Fall einer komplexen 3-dimensionalen Berechnung mit Simulation eines Streckenvortriebs nachweisen lässt.

Die generischen Untersuchungen am Beispiel eines Streckenvortriebs im Teufenbereich potentieller Endlagerstandorte mit Hilfe eines 3-dimensionalen blockartigen Gebirgsmodells haben gezeigt, dass sich in Verbindung mit der relativ fein vorgenommenen Diskretisierung im Zentrum des Berechnungsmodells die bereits angesprochene räumlich-zeitliche Tragwerksentwicklung und damit auch die Entwicklung der Deformationen grundsätzlich durch einen realitätsnahen sukzessiven abschnittsweisen Ausbruch der Strecke simulieren lässt. Aus der Darstellung der berechneten volumetrischen Gesteinsverzerrung ε_{vol} am betrachteten Auswertungsquerschnitt in einem querschlägigen horizontalen Gebirgsschnitt lässt sich die Änderung des volumetrischen Verzerrungszustandes für jeden Zwischenschritt der Berechnung ableiten, also unterschieden in den Berechnungsabschnitt der elastischen Balancierung und den Berechnungsabschnitt des nachfolgenden 24-stündigen Strömungsprozesses. Aus dieser Darstellung lässt sich auch das Vorzeichen und somit die Art des Deformationsprozesses - Kompression mit einem positiven Vorzeichen oder Dilatation mit einem negativen Vorzeichen - detailliert zuordnen.

Bei der hydro-mechanisch gekoppelten Berechnung folgt bei Annäherung der Ortsbrust an den betrachteten Referenzquerschnitt eine Kompression des konturnahen Gebirgsbereichs. Bei Erreichen des Referenzquerschnitts ist ein Maximum an Kompression zu verzeichnen, das betragsmäßig deutlich größer ist als bei der lediglich mechanischen Berechnung. Nach Ortsbrustdurchfahrt kann die Gebirgskontur in den Streckenbereich konvergieren. Demzufolge wird

auch hier sowohl für den Berechnungsabschnitt der elastischen Balancierung wie auch für den Berechnungsabschnitt der 24-stündigen Simulation mit Fluidströmung eine Dilatation berechnet.

Es ist somit zusammenfassend anzunehmen, dass die Verformungsmöglichkeit der Ortsbrust in den Hohlraum hinein bei Annäherung an den betrachteten Referenzquerschnitt den vorstehend beschriebenen Sachverhalt überdurchschnittlich beeinflusst.

Bei Ansatz einer gegenüber dem Referenzwert von $k_f = 2 \cdot 10^{-13} \text{ m/s}$ um eine Größenordnung auf $k_f = 2 \cdot 10^{-14} \text{ m/s}$ reduzierten Gebirgsdurchlässigkeit sind am betrachteten Referenzquerschnitt im Horizontalschnitt in Streckenvortriebsrichtung deutliche Porenwasserdruckerhöhungen über den hydrostatischen Druckzustand hinaus bereits im Berechnungsabschnitt der elastischen Balancierung zu beobachten, die in ihren jeweiligen Maximalwerten betragsmäßig die Porenwasserdrücke, die sich bei nachfolgender Simulation des Strömungsprozesses ergeben, übersteigen. Mit fortschreitendem Streckenausbruch wird dieser maximale Porenwasserdruck jedoch schnell wieder auf den Bereich des angesetzten primären hydrostatischen Spannungszustands reduziert. Ursache hierfür sind sowohl dilatante Deformationen wie auch der Strömungsprozess selbst.

Entsprechend den aus dem Tonsteingebirge verfügbaren Mess- und Beobachtungsdaten ist im Rahmen der weiterführenden Stoffmodellvalidierung eine Fokussierung auf das Gebirgstragverhalten von streckenartigen Grubenbauen erfolgt. Dabei ist bezüglich der Betrachtung geomechanisch-geohydraulischer Wechselwirkungen grundsätzlich zu differenzieren zwischen einerseits dem Streckenvortrieb (Streckenauffahrung) selbst im Nahfeld des gewählten Messortes über einige Tage sowie dann andererseits nachfolgend der jahre- oder jahrzehntelangen Standzeit der offenen Strecke. Während für die Phase der Streckenauffahrung der grundsätzliche Einfluss der ausbruchsinduzierten elastischen Kompaktion des wassergesättigten Matrixporenraums auf den Porendruck und die entstehenden Wechselwirkungen anschaulich dargestellt werden, konnten für die Phase der Offenhaltung keine weiterführenden Erkenntnisse zu den zeitabhängigen Deformationsmechanismen gewonnen werden, die mit dem Abbau von Porenwasser(über)drücken zu erklären sind.

10.2 Ausblick und Empfehlungen für das weitere Vorgehen

Aus den vorhergehenden Ausführungen ergibt sich für Tongestein ein ausgesprochen komplexes Festigkeits- und Deformationsverhalten mit einer Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften nicht nur von der Fazies (Mineralzusammensetzung, Kompaktionsgrad, Anisotropie), sondern auch von Wassergehalt (Sättigung, Teilsättigung) und Porenwasserdruck, von der Beanspru-

chungsrate sowie vom Beanspruchungsniveau und nicht zuletzt (wohl) auch von der Art der Versuchsdurchführung bis hin zur Zwischenlagerung des Bohrkernmaterials.

Aufgrund der hier vorgestellten neuen Beobachtungen in den laborativen Untersuchungen ergibt sich für die untersuchten Tongesteinprüfkörper grundsätzlich die Frage nach dem Mechanismus der beobachteten Deformationen. Da infolge des grundsätzlich vorhandenen Porenwassers im Tongestein bereits in der Normalentwicklung des Endlagersystems weiterhin auch hydraulische (H) Prozesse zu erwarten sind, die dann auch mit den mechanischen und thermischen Prozessen in Wechselwirkung stehen, sind in dieser Arbeit erste Ergebnisse laborativer Untersuchungen mit einer modifizierten Versuchstechnik mit Messung bzw. Vorgabe eines Porenwasserdrucks an der Fluideintrittsseite des Prüfkörpers vorgestellt worden. Die aus den Versuchen erhaltenen Ergebnisse zum zeitunabhängigen Kurzzeitfestigkeits- und Deformationsverhalten sowie zum zeitabhängigen Langzeitdeformationsverhalten zeigen grundsätzlich die Möglichkeit, den Porendruck als Steuerungsparameter für laborative Untersuchungen zu verwenden. Die Variation der hydraulischen Randbedingungen hat einen fundamentalen Einfluss auf die beobachteten zeitabhängigen Deformationen der untersuchten Tongesteinsprüfkörper. Allerdings ist auch vor diesem Hintergrund die Frage nach dem Mechanismus für die beobachteten zeitabhängigen Deformationen noch nicht eindeutig zu beantworten. Letztlich ergibt sich aus den durchgeführten laborativen Untersuchungen eindeutig eine starke Kopplung zwischen zeitabhängigen Deformationen und hydraulischen Strömungsprozessen.

Unter Ansatz von In-situ-Messwerten für hydraulische Durchlässigkeiten im Bereich von $k_f = 0,2 - 20 \cdot 10^{-13} \text{ m/s}$ sind im Ergebnis von rechnerischen Simulationen mit dem Programmsystem *CODE_BRIGHT* hydraulische Strömungsprozesse als Folge des Abbaus von Porenwasserdruckdifferenzen als möglicher Mechanismus zur Herbeiführung von zeitabhängigen transienten und stationären Deformationsprozessen nachgewiesen worden.

Die Verwendung eines elasto-viskosen Stoffmodells zur Beschreibung zeitabhängiger Deformationsprozesse im Tonsteingebirge könnte im Rahmen einer geomechanisch geprägten Simulation mit heutigem Kenntnisstand nur noch als näherungsweise phänomenologischer Ansatz toleriert werden. Dabei ist ein hydraulischer Strömungsprozess mit der Folge eines langfristig andauernden Abbaus von Porenwasserüberdrücken als möglicher Mechanismus der beobachteten zeitabhängigen Deformationsprozesse zumindest implizit zu bedenken. Dieser unter dem Begriff Konsolidation aus dem Bereich der Bodenmechanik bei bindigen Böden bekannte Prozess kann bei einer hydro-mechanisch gekoppelten Modellierung als zweiter zeitabhängiger Deformationsprozess allerdings explizit berücksichtigt werden.

Ein weiterer Prozess, der zu zeitabhängigen Deformationen führen kann, ist der aufgrund einer Überschreitung von Dilatanzfestigkeiten stattfindende zeitabhängige Entfestigungsprozess der Gesteinsmatrix. Dieser auch für Schichtflächen mit reduzierten Festigkeiten nicht grundsätzlich auszuschließende Entfestigungsprozess ist somit insbesondere bei der Interpretation von Feldmessdaten neben den auf Schervorgängen im Mineralkorngefüge bedingten und als viskos bezeichneten Deformationen als dritter zeitabhängiger Deformationsprozess zu bedenken.

Vor diesem Hintergrund sind in den vergangenen Monaten bei der GRS weitere Untersuchungen mit dem Programmsystem *CODE_BRIGHT* durchgeführt worden. Die Ergebnisse der numerischen Simulationen mit Beschränkung auf ein linear-elastisches Materialverhalten sind im Vergleich zu Messbefunden der Lokation Mont Terri von *Czaikowski & Wieczorek (2010)* im Rahmen des ANDRA International Meetings on „*Clays in Natural and Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinement*“ in Nantes im März 2010 veröffentlicht worden. Der Vergleich von Berechnungsergebnissen und Messbefunden hat ergeben, dass sich die ermittelten Deformationsraten um etwa zwei Größenordnungen unterscheiden. Diese Tatsache kann in einer ersten Abschätzung entweder auf das Vorhandensein eines mit der Zeit zunehmenden Entfestigungsprozesses der geschädigten Gebirgsbereiche oder auf viskose Kriechdeformationen zurückzuführen sein. Wahrscheinlich ist jedoch eine Kombination aus beiden Ansätzen.

Grundsätzlich zeigt sich damit, dass Tongesteine aufgrund ihres Gefüges mit Feststoffmatrix und mehr oder weniger fluidgesättigtem Porenraum insbesondere unter Endlagerbedingungen und den daraus folgenden mechanischen, hydraulischen, thermischen und chemischen Einwirkungen (M,H,T,C) ein ausgesprochen komplexes Materialverhalten aufweisen. Ohne hinreichendes Verständnis der zentralen Prozesse und Mechanismen sind hinreichend verlässliche prognostische Simulationen zum Verhalten und zur langzeitigen Entwicklung eines Endlagers kaum möglich. Sowohl Analysen zur bautechnischen Machbarkeit wie auch Sicherheitsanalysen für Standortvergleiche ebenso wie Genehmigungsanträge mit Untersuchungen zur langzeitigen Schadstofffreisetzung bauen allerdings auf diesem Prozessverständnis und damit auch der Zuverlässigkeit der Modellierungsansätze auf. Zur Verbesserung des Kenntnisstandes sind Untersuchungen im Labor (Prüfkörper) und im Feld (Bohrlöcher, Strecken) unerlässlich.

Der heutige Anspruch auf eine grundsätzliche Anwendung von THMC-gekoppelten Prozessen bei physikalischer Modellierung und numerischer Simulation erfordert somit zukünftig noch umfangreiche Forschungsarbeiten zur Validierung der verwendeten Simulationsinstrumentarien.

11 Literaturverzeichnis

- Alonso, E. E. (2000):* Underground storage research in Spain. Proceedings of EUROCK 2000 Symposium, Aachen, 2000, pp. 131 - 140.
- ANDRA (1999):* Referentiel Geologique du Site de Meuse/Haute-Marne, Rapport ADS 99-005, 01/1999.
- Aristorenas, G.V. (1992):* Time dependent behaviour of tunnels excavated in shale. Submitted to the Department of Civil Engineering in Partial Fulfilment of the Requirements for the degree of Doctor of Philosophy, Massachusetts Institute of Technology, May 1992
- Bastiaens et al. (2003):* The Connecting Gallery – The extension of the HADES underground research facility at Mol, Belgium, Bastiaens, W.; Bernier, F.; Buyens, M.; Demarche, M.; Li, X.L.; Linotte, J.-M.; Verstricht, J.; EURIDICE report 03-294, Mol 12/2003.
- BfS (1992):* Schachtanlage Konrad: Vom Erzbergwerk zum Endlager für radioaktive Abfälle, Bundesamt für Strahlenschutz, 10/1992, Salzgitter.
- BGR (1991):* Geologische und geotechnische Untersuchungen im Versuchsfeld 5/1 der Schachtanlage Konrad, Abschlussbericht: AP 9K 31892.34, Bräuer, V.; Diekmann, N.; Gerardi, J.; Heusermann, St.; Liedke, L.; Meister, D.; Schnier, H., 02/1991, BGR
- Biot, M.A. (1935):* Le problème de la consolidation des matières agiles sous une charge. Ann. Soc. Sci. Bruxelles, Serie B 55, 110-113
- Bishop, A.W. (1954):* “The use of pore pressure coefficients in practice”, Geotechnique, 4, No.4, 148-152.
- Blümling, P. et al. (2005):* The Excavation-Damaged Zone in Clay Formations – Time-dependent Behaviour and Influence on Performance Assessment. 2nd International Meeting on Clays in natural and engineered barriers for radioactive waste confinement, Tours (France), March, 14-18, 2005.
- Bock, H. (2001):* Rock Mechanics Analysis and Synthesis: Data Report on Rock Mechanics from the Mont Terri Underground Rock Laboratory. Technical Report TR 2000-02, Q+S Consult, 05/2001.
- Bock, H. (2008):* RA Experiment. Updated review of the Opalinus Clay of the Mont Terri URL based on Laboratory and Field testing. TR 2008-04.
- Boutéca, M.J.; Bary, D.; Piau, J.M.; Kessler, N.; Boisson, M.; Fourmaintraux, D. (1994):* Contribution of poroelasticity to reservoir engineering: lab experiments, application to core decompression and implication in HP-HT reservoir depletion, Eurock '94, ISBN: 90-5410-502X.
- Cabrera, J.; Volant, P.; Baker, C.; Pettitt, W.; Young, R. P. (1999):* Structural and geophysical investigations of the EDZ in indurated argillaceous media: The tunnel and the galleries of the IPSN Tournemire site, France. Proc. of the 37th U.S. Rock Mech. Sympo. Vail, USA, 6-9 June 1999, pp. 957-964.
- Celerier, B.; Raynaud, S. (1998):* Irreversible deformation and its incidence on the hydraulic properties of clays. Proceedings of Conference: Fluid flow through faults and fractures in argillaceous formations, Bern, 10 - 12 June 1996. Nuclear Energy Agency of DECD, 1998, ISBN: 92-64-16021-3, pp. 259 - 271.
- Cosenza, P.; Ghoreychi, M. (1994):* Thermo-Hydro-Chemico-Mechanical Processes in Salt, Application to the Measurement of Permeability to Gas and Brine. C.E.C., (Rep.) EUR 15734, p149-170, ISSN 0303-755X.

Czaikowski, O.; Lux, K.-H. (2006): Physical Modelling and Numerical Simulation of Long-term Deformation Behaviour of Indurated Clay with Special Consideration of Anisotropic Effects and In-situ-Measurements, EUROCK 2006 ISRM regional symposium Multiphysics coupling and long term behaviour in rock mechanics, 9 – 12 May 2006, Liège, Belgium.

Czaikowski, O.; Lux, K.-H. (2007): New Method for ageing resistant storage of argillaceous rock samples to achieve reproducible experimental results even after long intermediate storage times, 3rd International Meeting on “Clays in Natural Barriers for Radioactive Waste Confinement”, September 15-20, 2007, Lille.

Czaikowski, O.; Wieczorek, K. (2010): Identification of potential driving mechanisms for HM coupled time-dependent deformation of argillaceous rocks. ANDRA 4th International Meeting on “Clays in Natural Barriers for Radioactive Waste Confinement”, March 30th, 2010, Nantes.

DBE (1998): Schachtanlage Konrad – Geomechanisches Normalprofil, CAD-Nr. 26315200, 01/1998, DBE, Peine

DBE (2006): Investigation on Thermal Expansion Effects in Clay Formations – TEE – Final Report, November 2006.

DBE (2007): Untersuchungen zur sicherheitstechnischen Auslegung eines generischen Endlagers im Tonstein in Deutschland – GENESIS – Abschlussbericht, März 2007.

Dossier (2005) Argile – Synthesis: Evaluation of the feasibility of a geological repository in an argillaceous formation, Meuse/Haute-Marne site, Andra Raport Series, Dezember 2005 (franz.), englische Übersetzung seit Anfang 2007 verfügbar unter www.andra.fr.

Düsterloh, U. & Lux, K.-H. (2003a): Gesteinsmechanische Untersuchungen an Tonstein der Lokation Mont Terri. laborativer Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben 02E9632, März 2003, TU Clausthal - Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik - *unveröffentlicht*

Düsterloh, U. & Lux, K.-H. (2003b): Geologische und geotechnische Barrieren – Gedanken zur Nachweisführung. Clausthaler Kolloquium zur Endlagerung 2003, 8-9 Mai 2003, Heft Nr.14 Schriftenreihe der Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik - TU Clausthal.

Gerardi, J. (2005): Barrierewirksame Eigenschaften von Ton und Tonstein: Fachinformationssystem BETTON. Bundesamt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Bereich: Geotechnik / Endlagerung, Projektlaufzeit 01/2002 – 12/2007, www.bgr.bund.de.

Ghoreychi, M. (1997): Comportement rhéologique et couplages thermo-hydro-mécaniques dans les argilites de l'Est: expériences macroscopiques et analyses microscopiques. Étude de l'Est du bassin parisien, Actes des journées scientifiques CNRS/ANDRA, Bar-le-Duc, 20 et 21 octobre 1997.

Ghoreychi, M. (1999): Comportement thermo-hydro-mécanique des argilites de l'Est et son incidence sur les ouvrages souterrains. Étude pour la faisabilité des stockages de déchets radioactifs, Actes des journées scientifiques ANDRA, Nancy, 7, 8 et 9 décembre 1999.

GRS (2001): Jahresbericht 2000/2001, Kapitel 6: Endlagerforschung in Tonsteinen, Brewitz, W.; Rothfuchs, T.; www.grs.de, GRS 2001.

Horseman, S.T. et al. (2003): Clay Club Initiative: Self-healing of Fractures in Clay-rich Host Rocks. Stability and buffering capacity of the geosphere for long term isolation of radioactive waste: Application to argillaceous media. IGSC “Geosphere Stability” Workshop under the auspices of the NEA Clay Club 9-11 December 2003, Braunschweig, Germany.

Hou, Z. (1997): Untersuchungen zum Nachweis der Standsicherheit für Untertagedeponien im Salzgebirge. Dissertation an der TU Clausthal.

- Hou, Z. & Lux, K.-H. (1998):* Ein neues Stoffmodell für duktile Salzgesteine mit Einbeziehung von Gefügeschädigung und tertiärem Kriechen auf der Grundlage der Continuum-Damage-Mechanik. 13. Nationales Festmechanik Symposium, 1998 in Aachen, Geotechnik 21 (1998) Nr. 3, pp. 259 - 263.
- Hou, Z. & Lux, K.-H. (1999):* A material model for rock salt including structural damages as well as practice-oriented applications. Proceedings of 5th Conference on Mechanical Behavior of Salt (Preprints), August 1999 in Bucharest, pp. 55-59.
- Hou, Z. & Lux, K.-H. (2000):* Ein Schädigungsmodell mit Kriechbruchkriterium für duktile Salzgesteine bei langzeitiger Beanspruchung auf der Grundlage der Continuum-Damage-Mechanik. Bauingenieur, Band 75, (13) 2000.
- Hou, Z. (2002):* Geomechanische Planungskonzepte für untertägige Tragwerke mit besonderer Berücksichtigung von Gefügeschädigung, Verheilung und hydromechanischer Kopplung, Heft Nr.13 Schriftenreihe der Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik am Institut für Aufbereitung und Deponietechnik, Technische Universität Clausthal, 2002.
- Hou, Z. und Lux, K.-H. (2004):* A new coupling concept for hydromechanical interaction of clay stone and rock salt in underground waste repositories. Int. J. of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 41/Issue 3, 2004.
- Hunsche, U. & Cristescu, N. (1997):* Time Effects in Rock Mechanics. Wiley John + Sons, 1997, ISBN: 0-471-95517-5.
- JNC (1999):* H12: Project to Establish the Scientific and Technical Basis for HLW Disposal in Japan, Technical Report, Japan Nuclear Cycle Department, 11/1999.
- Kachanov, L. M. (1986):* Introduction to continuum damage mechanics. Martinus Nijhoff Publishers.
- Krone, J. (2005):* Versuch eines Fazits hinsichtlich der Entwicklung von Endlagerkonzepten im Salz und Ton. Workshop: Gegenüberstellung von Endlagerkonzepten im Salz und Tongestein, DBE, 19.-20.01.2005, Peine.
- Lemaitre, J. (1992):* A course on damage mechanics. Springer - Verlag.
- Lux, K.-H. (1984):* Gebirgsmechanischer Entwurf und Felderfahrungen im Salzkavernenbau. Ferdinand Enke Verlag Stuttgart 1984.
- Lux, K.-H. & Rokahr, R.B. (1986):* Zur Verbesserung tiefliegender Tunnel im Fels - Teil A: Grundsätzliche Betrachtungen. Tunnelbau Taschenbuch 1986, Glückauf Verlag.
- Lux, K.-H. & Hou, Z. (2000):* New Developments in Mechanical Safety Analysis of Repositories in Rock Salt. Proceedings of International Conference on Radioactive Waste Disposal, Disposal Technologies and Concepts 2000, Berlin, 2000, pp. 279 - 286.
- Lux, K.-H.; Düsterloh, U.; Hou, Z. und Xie, Z. (2001):* 2. Zwischenbericht zum BMBF-Forschungsvorhaben mit dem Förderkennzeichen 02 C 0588 - Berichtszeitraum 01.01.1999 - 31.12.2000, Lehrstühle für Deponietechnik und Geomechanik der TU Clausthal.
- Lux, K.-H. et al. (2002a):* Entwicklung und Fundierung der Anforderung "Günstige gebirgsmechanische Voraussetzungen". Teil A: Grundlegende rechnerische Untersuchungen März 2002 (TU Clausthal - Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik).
- Lux, K.-H. et al. (2002b):* Entwicklung und Fundierung der Anforderung "Günstige gebirgsmechanische Voraussetzungen ". Teil B: Weiterführende laborative und rechnerische Untersuchungen Dezember 2002 (TU Clausthal - Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik).

- Lux, K.-H. ; Düsterloh, U.; Wolters, P.; Czaikowski, O. (2005):* Gebirgsmechanische Beurteilung von Tongesteinsformationen im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle. Bericht im Auftrag des BfS, Technische Universität Clausthal, 03/2005, www.bfs.de.
- Lux, K.-H. (2005):* Sicherheitstechnische Einzelfragen der Endlagerung. AG3 Konzeptionelle Grundsatzfragen / Review, BfS Workshop, Hannover, 28/29.10.2005.
- Lux, K.-H.; Czaikowski, O. (2005a):* Rock-mechanical Investigation for Validation of the Hou/Lux-T Constitutive Model based on Underground Measurements in Argillaceous Rock Mass. 2nd International Meeting on "Clays in Natural Barriers for Radioactive Waste Confinement", March 14-18, 2005, Tours.
- Lux, K.-H.; Hou, Z.; Düsterloh, U.; Wolters, R. (2005b):* Experimental Studies and Creep Behaviour as well as new Developments of the Hou/Lux-T Constitutive Model for Claystone. 2nd International Meeting on "Clays in Natural Barriers for Radioactive Waste Confinement", March 14-18, 2005, Tours.
- Lux, K.-H.; Czaikowski, O.; Düsterloh, U.; Wolters, P. (2005c):* Gebirgsmechanische Beurteilung von Tongesteinsformationen im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle. Bericht im Auftrag des BfS, Technische Universität Clausthal, 03/2005.
- Lux, K.-H. & Czaikowski, O. (2006):* Übertragbarkeit von Stoffmodellansätzen für Steinsalz auf Tongestein. 7. Projektstatusgespräch „Forschungsförderung zur Entsorgung gefährlicher Abfälle in tiefen geologischen Formationen, FZ Karlsruhe, 3/4.05.2006.
- Lux, K.-H.; Czaikowski, O.; Düsterloh, U.; Wolters, R. (2006):* Laborative und numerische Grundlagenuntersuchungen zur Übertragbarkeit von Stoffmodellansätzen und EDV-Software für Endlager im Salzgestein auf Endlager im Tongestein. Abschlussbericht zum BMBF-Forschungsvorhaben, Förderkennzeichen 02E9632, 2006.
- Lux, K.-H.; Czaikowski, O.; Rutenberg, M.; Seeska, R. (2008):* Untersuchungen zur Validierung von Modellansätzen für Tongestein anhand von Feldexperimenten am Standort Tournemire (F) im Rahmen DECOVALEX-THMC. Interner Zwischenbericht zum BMWi-Forschungsvorhaben, Förderkennzeichen 02E10427, 2008, *unveröffentlicht*.
- Martin, C.D. & Lanyon, G.W. (2001):* EDZ in Shale: Mont Terri, Report on GeoScience Ltd, 10/2001.
- Matray, J.-M., Coste, F. (2003):* The ventilation experiment at Mont Terri: Preliminary results and interpretation of the low humidity-air phase. Eurosafe 2003, Paris, 25.-26. November 2003. Seminar 3: Waste management. GRS, IRSN, 45-54.
- Nowakowski, A. (2007):* On certain determinantal method of equation and effective pressure evaluation on the basis of laboratory researches, Archives of Mining Sciences Vol. 52 (2007), No.4, p. 587-610.
- NTB 88-25 (1988):* Sedimentstudie – Zwischenbericht 1988: Möglichkeiten zur Endlagerung langlebiger radioaktiver Abfälle in den Sedimenten der Schweiz (Textband), NAGRA Technischer Bericht NTB 88-25, 10/1988.
- NTB 96-01 (1997):* Geosynthese Wellenberg 1996, Ergebnisse der Untersuchungsphasen I und II (Textband). NAGRA Technischer Bericht NTB 96-01, 09/1997.
- NTB 96-01 (1997):* Geosynthese Wellenberg 1996, Ergebnisse der Untersuchungsphasen I und II (Anhänge und Beilagen). NAGRA Technischer Bericht NTB 96-01, 09/1997.
- NTB 00-01 (2001):* Sondiebohrung Benken Untersuchungsbericht (Textband). NAGRA Technischer Bericht NTB 00-01, 08/2001.

- NTB 00-01 (2001)*: Sondiebohrung Benken Untersuchungsbericht (Beilagenband). NAGRA Technischer Bericht NTB 00-01, 08/2001.
- NTB 02-02 (2002a)*: Konzept für Anlage und Betrieb eines Tiefenlagers, NAGRA Technischer Bericht NTB 02-02, 2002.
- NTB 02-03 (2002b)*: Synthese geowissenschaftlicher Untersuchungen, NAGRA Technischer Bericht NTB 02-03, 2002.
- OECD/NEA (2003)*: Features, Events and Processes – Evaluation Catalogue for Argillaceous Media, ISBN 92-6-02148-5.
- Olivella, S., J. Carrera, A. Gens, E. E. Alonso (1994)*: Non-isothermal Multiphase Flow of Brine and Gas through Saline media. 1994, Transport in Porous Media, 15:271-293.
- Perger, A. (2003)*: Nuclear Risk and public Control – Nuclear safety and Waste Management, Part II National Report on Hungary. Energy Club, 2003.
- Plötze, M., Kahr, G., Dohrmann, R. and Weber, H.P. (2005)*: Hydro-mechanical, geochemical and mineralogical characteristics of the bentonite buffer in a heater experiment: The HE-B Project at the Mont Terri Rock Laboratory. Abstract. 2nd International Meeting on Clays in natural and engineered barriers for radioactive waste confinement, Tours (France), 14-18th March 2005.
- Popp, T.; Kern, H. & Schulze, O. (2001)*: Evolution of dilatancy and permeability in rock salt during hydrostatic compaction and triaxial deformation. Journal of geophysical research, vol. 106, No. B3, pp. 4061 - 4078.
- Rejeb, A.; Millard, A.; Rouabhi, A.; Tijani, M. (2006)*: Modelling approaches of the excavation damaged zone (EDZ) around the old tunnel at the argillaceous Tournemire site. GeoProc 2006, The 2nd international conference on coupled THMC processes in geosystems, Nanjing, China, 22-24 May 2006.
- Schmidt, H.-H. (2001)*: Grundlagen der Geotechnik, 2. Auflage, Teubner Verlag Stuttgart Leipzig Wiesbaden, 2001.
- Schnier, H. (1986)*: Ergebnisse festigkeitsmechanischer Laboruntersuchungen an Proben aus den Schachtwiederlagerbohrungen im Schacht 2. Laborbericht von BGR, Hannover.
- Schnier, H. (1987)*: Ergebnisse festigkeitsmechanischer Laboruntersuchungen an Gesteinsproben aus den Schachtwiederlagerbohrungen im Schacht 1. Laborbericht von BGR, Hannover.
- Schulze, O. & Hunsche, U. (2005)*: Dilatanz und Permeabilität im Steinsalz und Tonstein. Workshop: Gegenüberstellung von Endlagerkonzepten im Salz und Tongestein, DBE, 19.-20.01.2005, Peine.
- Shao, J.F.; Ata, N. & Ozanam, O. (1999)*: Modelling of desaturation process in Eas Claystone taking into account induced damage. Étude pour la faisabilité des stockages de déchets radioactifs, Actes des journées scientifiques ANDRA, Nancy, 7, 8 et 9 décembre 1999.
- Skempton, A.W. (1954)*: The pore pressure coefficients, A and B. Géotechnique 4, 143-147
- Stormont, J. C.; Daemen, J. J. K. & Desai, C. S. (1992)*: Prediction of Dilation and Permeability Changes in Rock Salt. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vpl. 16, pp. 545 - 569.
- Su, K.; Hoteit, N.; Ozanam, O. (2003)*: Geomechanical Investigation of the Callovo-Oxfordian Argillaceous Formation at the Meuse/Haute-Marne Site of France, Clausthaler Kolloquium zur Endlagerung, 05/2003, Clausthal-Zellerfeld.

- Suklje, L. (1969): Rheological Aspects of Soil Mechanics, Wiley-Interscience, John Wiley & Sons Ltd. LBN-471835501, London, 1969.*
- Thury, M. (1998): Relevance for waste isolation of flow through faults and fractures in argillaceous formations - Key questions to address during the workshop? Proceedings of conference: Fluid flow through faults and fractures in argillaceous formations, Bern, 10 - 12 June 1996. Nuclear Energy Agency of DECD, 1998, ISBN: 92-64-16021-3, pp. 35 - 39.*
- Thury, M. & Bossart, P. (1999): Mont Terri Rock Laboratory - Results of the Hydrogeological, Geochemical and Geotechnical Experiments, Performed in 1996 and 1997.*
- Technical Note 98-01 (1998): ED-B Experiment: Installation of the PP-piezometer, Solexperts AG*
- Tsang, C.-F.; Bernier, F.; Davies, C. (2005): Geohydromechanical processes in the Excavation Damaged Zone in crystalline rock, rock salt, and indurated and plastic clays – in the context of radioactive waste disposal. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science 42 (2005), page 109 – 125.*
- UPC (2002): Code BRIGHT, A 3-dimensional program for thermo-hydro-mechanical analysis in geological media, 2002.*
- Vales, F.; Bergues, J.; Nguyen Minh, D.; Garbi, H.; Rejeb, A. (2002): Experimental Study of the influence of the degree of saturation on physical and mechanical properties in Tournemire argillite (France), NARMS 2002, 7 -10 July, 2002, Toronto, Canada.*
- Wallner, M. (2005): Ergebnisse aus 25 Jahren Forschung der BGR zum Steinsalz. Clausthaler Kolloquium zur Endlagerung 2003, 8-9 Mai 2003, Heft Nr.14 der Schriftenreihe der Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik - TU Clausthal.*
- Wittke, W. (1984): Felsmechanik – Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels. Springer-Verlag 1984, ISBN 3-540-13016-0.*
- Wittke, W. (1991): Endlager Konrad, Schachtverfüllung / Alte Bohrungen, Bericht Teil AI + AII, Ergebnisse des Untersuchungsprogramms im Bereich der Unterkreide (343 m Sohle und 541 m Sohle), Wittke, W., 03/1991*
- Witherspoon, P.A. (1996): Geological Problems in Radioactive Waste Isolation - Second World Wide Review. LBNL-38915 UC-814, September 1996.*
- Zhang, C.-L.; Dittrich, J.; Müller, J.; Rothfuchs, T. (2002): Experimental study of the Hydromechanical Behaviour of the Callovo-Oxfordian Argilites. GRS Nr. 187, 12/2002.*

Schriftenreihe des Lehrstuhls für Deponietechnik und Geomechanik
Institut für Aufbereitung, Deponietechnik und Geomechanik
Technische Universität Clausthal

- Heft 1 P.C.W. Stephan: Entwicklung und Erprobung eines Modellprüfstandes zur Lösung dreidimensionaler gebirgsmechanischer Aufgaben im Steinkohlenbergbau
- Heft 2 G. Hensel: Planung, Durchführung und Analyse markscheiderischer Messungen zur Erfassung von Gebirgsbewegungen in dem Versuchsbergwerk Asse
- Heft 3 T. Schmidt: Zur Optimierung des Gasspeicherbetriebes mit unterirdischen Kavernen im Salz unter besonderer Berücksichtigung gebirgsmechanischer und thermomechanischer Aspekte
- Heft 4 U. Düsterloh: Gebirgsmechanische Untersuchungen zum Nachweis der geotechnischen Sicherheit von Deponiekavernen. Diss. TU Clausthal 1993
- Heft 5 S. Xiao: Gebirgsmechanische Untersuchungen zu Bruchmechanismen und zur Gebirgsdruckverteilung an Abbaurändern im Steinkohlengebirge. Diss. TU Clausthal 1993
- Heft 6 Nutzung bergbaulicher Hohlräume als Speicher und Deponien sowie Verwertung von Reststoffen/Abfällen im Bergbau unter besonderer Berücksichtigung gebirgsmechanischer Aspekte. Vorträge anlässlich des Kolloquiums am 26. und 27. Oktober 1995
- Heft 7 T. Schröpfer: Numerische Analyse zum Tragverhalten von Gesteinsstrecken mit Spritzbetonausbau im Ruhrkarbon. Diss. TU Clausthal 1995
- Heft 8 J. Yin: Untersuchungen zum zeitabhängigen Tragverhalten von tiefliegenden Hohlräumen im Feld mit Spritzbetonausbau. Diss. TU Clausthal 1996
- Heft 9 Z. Hou: Untersuchungen zum Nachweis der Standsicherheit für Untertagedeponien im Salzgebirge. Diss. TU Clausthal 1997
- Heft 10 J. Hesser: Zum Einfluß unterschiedlicher Spritzbetonqualitäten auf das Tragverhalten tiefliegender Gesteinsstrecken. Laborative Untersuchungen und numerische Analysen. Diss. TU Clausthal 2000
- Heft 11 J. Bertram: Untersuchungen zur Weiterentwicklung der Auslegungskriterien für Kavernen im Salinargebirge. Diss. TU Clausthal 2000
- Heft 12 Z. Xie: Rechnerische Untersuchungen zum mechanischen und hydraulischen Verhalten von Abdichtungsbauwerken in Untertagedeponien im Fall eines Lösungszutritts. Diss. TU Clausthal 2002
- Heft 13 Z. Hou: Geomechanische Planungskonzepte für untertägige Tragwerke mit besonderer Berücksichtigung von Gefügeschädigungen, Verheilung und hydromechanischer Kopplung. Habil. Schrift TU Clausthal 2002
- Heft 14 Clausthaler Kolloquium zur Endlagerung 2003 und Ehrenkolloquium zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Klaus Kühn
- Heft 15 S. Eberth: Modellansätze zum Verheilungsverhalten von Steinsalz und ihre Anwendung auf Querschnittsabdichtungen im Salinargebirge. Diss. TU Clausthal 2008
- Heft 16 U. Düsterloh: Geotechnische Sicherheitsnachweise für Hohlraumbauten im Salinargebirge unter besonderer Rücksicht laborativer Untersuchungen. Habil. Schrift TU Clausthal 2009
- Heft 17 O. Czaikowski: Laborative und rechnerische Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen im Tongestein im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle. Diss. TU Clausthal 2011